

VŠB - Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra geotechniky

Posouzení stability zemních těles v rámci silnice I/35

Lešná - Palačov

The Stability of Embankments on the Road I/35

Lešná - Palačov

Student:

Bc.Nicol Žáčková

Vedoucí diplomové práce:

Ing.Lukáš Ďuriš, Ph.D.

Ostrava 2015

VŠB - Technická univerzita Ostrava  
Fakulta stavební  
Katedra geotechniky a podzemního stavitelství

## Zadání diplomové práce

Student: **Bc. Nicol Žáčková**  
Studijní program: N3607 Stavební inženýrství  
Studijní obor: 3607T035 Geotechnika  
Téma: Posouzení stability zemních těles v rámci silnice I/35 Lešná - Palačov  
The Stability of Embankments on the Road I / 35 Lešná - Palačov

Zásady pro vypracování:

- 1, Úvod
- 2, Zemní tělesa dopravních staveb, stabilita, monitoring vysokých násypů
- 3, IG a HG podmínky v lokalitě Lešná - Palačov
- 4, Posouzení stability zemních těles na plánované silnici I/35
- 5, Zhodnocení (návrh monitoringu), závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

Hulla, J., Turček, P. *Zakladanie stavieb*. Jaga: Bratislava, 1998. ISBN 80-88905-05-2.  
Vaníček, I., Vaníček, M. *Earth Structures*. Kluwer Academic Publisher Group. ISBN 9781402039638.  
Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga: Bratislava, 2001. ISBN 80-88905-44-3  
Šimek, J. *Mechanika zemin*. SNTL, 1990. ISBN 80-03-00428-4  
Stanek, J., Kořínek, R. *Mechanika zemin - Stabilita svahů*. ES VŠB, 1991. ISBN 80-7078-103-3.  
Abramson, L. W. *Slope stabilization and stabilization methods*. John Wiley and Sons, Inc., 1995. ISBN 0-471-10622-4

Formální náležitosti a rozsah diplomové práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí diplomové práce: **Ing. Lukáš Ďuriš, Ph.D.**

Datum zadání: 27.02.2015

Datum odevzdání: 30.11.2015



doc. RNDr. Eva Hrubešová, Ph.D.  
vedoucí katedry



prof. Ing. Radim Čajka, CSc.  
děkan fakulty

### **Prohlášení studenta**

Prohlašuji, že jsem celou diplomovou práci včetně příloh vypracovala samostatně pod vedením vedoucího diplomové práce a uvedla jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

### Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji diplomovou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000Sb. - autorský zákon, zejména § 35 - užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 - školní dílo.
- беру на ве́доміі, же Высoкá škola báňská - Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě diplomovou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk diplomové práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o diplomové práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- было сједнано, же с VŠB-TUO, в прііпадѣ зáјму з její strany, uzavру лиценční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- было сједнано, же užít své dílo - diplomovou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- беру на ве́доміі, же оdevздáнііі své práce souhlasím se zveřejněníм své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek jejich обhајоbу.

V Ostravě .....

.....

podpis studenta

## **Anotace**

V diplomové práci byly provedeny stabilitní, deformační a konsolidační výpočty navrhovaných zemních těles komunikace I/35 Lešná – Palačov, pomocí softwaru Plaxis 2D. Výpočty proběhly ve čtyřech příčných řezech probíhajících násypovými tělesy a v jednom příčném řezu probíhajícím zářezem. Práce dále obsahuje rešeršní část se zaměřením na dopravní zemní tělesa, jejich stabilitu a monitoring.

## **Klíčová slova**

násyp, zářez, pórové tlaky, přírůstky pórových tlaků, stabilita, konsolidace, deformace, smyková pevnost

## **Annotation**

In this thesis was made calculation of stability, deformation and consolidation on the designed earth structures of the road I/35 Lešná - Palačov by software Plaxis 2D. The calculation was made in the four cross-section of embankments and one cross-section of cutting. This thesis also contain recherche about stability and geotechnical monitoring of the earth structures in transport.

## **Key words**

embankment, cutting, pore pressure, pore pressure excess, stability, consolidation, deformation, shear strength

## Obsah diplomové práce

Anotace .....	5
Obsah diplomové práce .....	6
Přehled použitého značení .....	8
1 Úvod .....	9
2 Zemní tělesa dopravních staveb, stabilita, monitoring vysokých násypů .....	10
2.1 Zemní tělesa dopravních staveb .....	10
2.2 Stabilita zemních těles .....	13
2.3 Monitoring vysokých násypů .....	18
2.3.1 Monitoring deformací .....	18
2.3.2 Monitoring napětí .....	21
3 Inženýrskogeologické a Hydrogeologické podmínky v lokalitě Lešná - Palačov .....	22
3.1 Geomorfologické poměry .....	22
3.2 Geologické poměry .....	23
3.2.1 Předkvarterní podklad .....	23
3.2.2 Kvarterní pokryvné útvary .....	24
3.2.3 Hydrogeologické poměry .....	25
4 Posouzení stability zemních těles na plánované silnici I/35 .....	26
4.1 Specifikace výpočetních modelů .....	26
4.2 Metodika výpočtu .....	26
4.3 Výpočetní profil VP1 .....	28
4.3.1 Parametry modelu .....	28
4.3.2 Výsledná data .....	29

4.4	Výpočetní profil VP2 .....	32
4.4.1	Parametry modelu .....	32
4.4.2	Výsledná data.....	33
4.5	Výpočetní profil VP3 .....	35
4.5.1	Parametry modelu .....	35
4.5.2	Výsledná data.....	36
4.6	Výpočetní profil VP4 .....	39
4.6.1	Parametry modelu .....	39
4.6.2	Výsledná data.....	40
4.7	Výpočetní profil VP5 .....	43
4.7.1	Parametry modelu .....	43
4.7.2	Výsledná data.....	44
5	Závěr.....	47
	Seznam použité literatury .....	48
	Seznam tabulek.....	49
	Seznam grafů .....	49
	Seznam obrázků.....	50

## Přehled použitého značení

$\tau$	tangenciální (tečné, smykové) napětí, působící v rovině plochy
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \sigma_{ef}$	normálové napětí působící kolmo na plochu
$\sigma_1, \sigma_3$	hlavní normálová napětí, působící v rovinách s nulovým tangenciálním napětím $\sigma_1 > \sigma_3$
$\sigma_1', \sigma_3'$	efektivní hlavní normálová napětí, působící v rovinách s nulovým tangenciálním napětím $\sigma_1' > \sigma_3'$
$\sigma$	totální napětí
$u$	neutrální napětí (pórový tlak)
$\Delta u$	přírůstek pórového tlaku
$E_{def}$	modul deformace
$\nu$	Poissonovo číslo
$c$	soudržnost
$c_{ef}$	efektivní soudržnost
$c_r$	redukovaná soudržnost
$\phi$	úhel vnitřního tření
$\phi_{ef}$	efektivní úhel vnitřního tření
$\phi_r$	redukovaný úhel vnitřního tření
$\Sigma M_{sf}$	stupeň stability



# 1 Úvod

Diplomová práce řeší stabilitu zemních těles v rámci silnice I/35 Lešná-Palačov. Posuzované zemní tělesa jsou 4 násypy a 1 zářez, které byly zvoleny v nejnejpříznivějších místech z hlediska stability a deformace. Násypové tělesa se nacházejí v přechodových oblastech mostů. Podloží násypových těles je považováno za únosné, proto i navržená sanační opatření nejsou z důvodu navýšení stability. Úprava podloží zahrnuje zlepšení zemin příměsí 2%CaO a výměnu podloží v mocnosti za vhodný materiál do podloží násypu. Samotné těleso násypu má charakter sendvičového násypu. Z podkladů poskytnutých firmou INSET byly provedeny stabilitní, deformační a konsolidační výpočty metodou konečných prvků v softwaru Plaxis 2D. Výsledná data násypu obsahují vývoj pórových tlaků v bodech, které se nacházejí v místech s největším přírůstkem pórových tlaků. Dále průběh sedání násypu a stabilitu násypu. U zářezu sledujeme stabilitu a vývoj pórových tlaků při odtěžování materiálu zářezu a po jeho vybudování. V závěru této práce jsou vyhodnocena výsledná data.

## 2 Zemní tělesa dopravních staveb, stabilita, monitoring vysokých násypů

### 2.1 Zemní tělesa dopravních staveb

Zemní konstrukce je taková konstrukce, kde základním konstrukčním materiálem je zemina/hornina, a to jak bez zlepšení, tak se zlepšením. Zemní konstrukcí dopravních staveb je násyp nebo zářez.

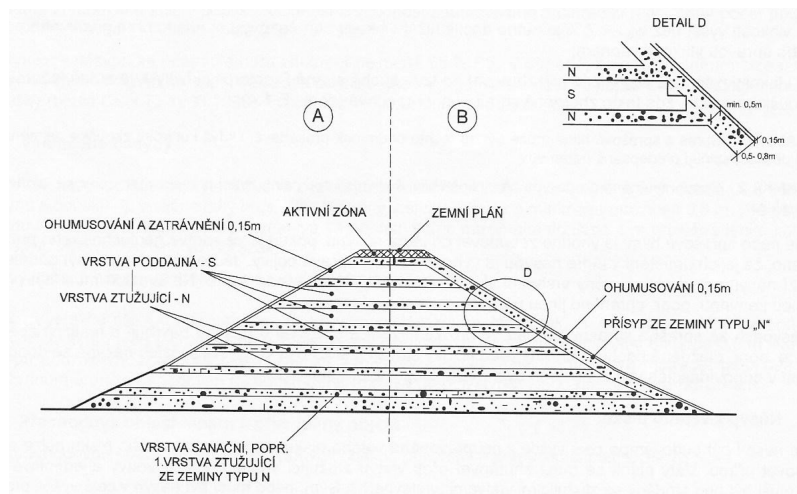
**Násyp** je konstrukce vzniklá nasypáním geomateriálu a jeho následným zhutněním. Vhodnost materiálu do násypových těles najdeme v normě ČSN 73 6133.

Základní rozdělení násypu:

Prostý - z jednoho druhu geomateriálu (nezlepšeného anebo velmi vhodného)

Vrstevnatý (sendvičový) - násyp se skládá z pravidelného střídání poddajných a ztužujících vrstev zeminy, schéma uspořádání vrstevnatého násypu je na obr.1. Smyslem vrstevnatého násypu je uplatnění podmínečně vhodných a nevhodných zemin, jejichž vlhkost je vyšší než rozmezí pro dostatečné zhutnění. Prokládáním poddajných vrstev zemin o vyšší vlhkosti vrstvami ztužujícími z hrubozrnných, propustných zemin se dosáhne zkonsolidování převlhčených zemin a vytvoření stabilního zemního tělesa. [5]

*Obr.1 Schéma upořádání vrstevnatého násypu*



Při posuzování stability vrstevnatého násypu lze postupovat tak, že se do výpočtu podél rotačních smykových ploch použije průměrná smyková pevnost (průměrná tangenta úhlu smykové pevnosti). Nezbytné je však rovněž posouzení stability podél složených rovinných ploch procházejících poddajnou vrstvou, ve které se použijí smykové parametry odpovídající

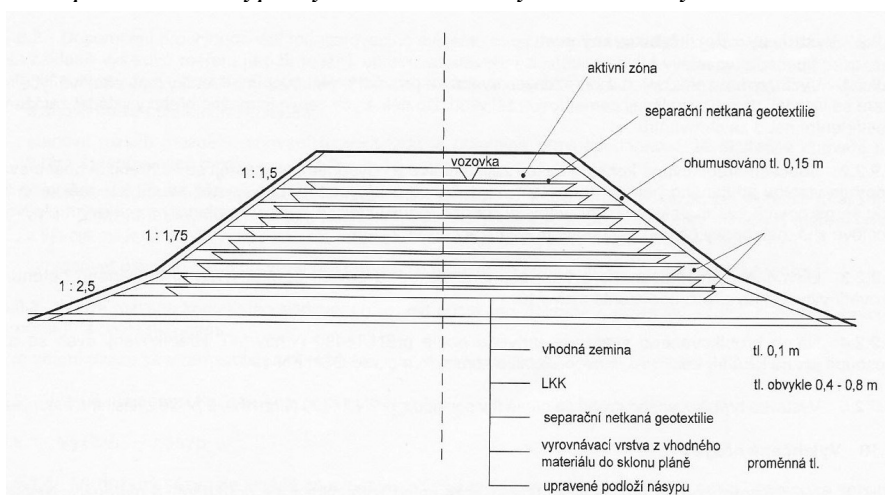
poddajné vrstvě. Pro posouzení sedání podloží vrstevnatého násypu postačí použít průměrnou objemovou hmotnost poddajné a ztužující vrstvy. Pokud se posuzuje deformace vlastního zemního tělesa, je nutné respektovat deformační vlastnosti jednotlivých vrstev včetně napjatosti v příslušné vrstvě. [5]

Vyztužený - násyp se skládá ze sypaniny, výztužných prvků (kovových nebo polymerových) a opevnění svahu (lícové opevnění) při sklonu svahu více než  $45^\circ$ .

Každý návrh výztužné zemní konstrukce musí být posouzen z hlediska vnitřní a vnější stability. Při posuzování vnitřní stability výztužného zemního tělesa se zjišťuje bezpečnost proti vytažení/vytržení výztuže ze zeminy, bezpečnost zemního tělesa proti protržení výztuže, bezpečnost proti sesuvu klínu nebo části výztužného tělesa, stabilita lícového opevnění. U vnější stability se posuzuje bezpečnost výztužného zemního tělesa proti sesuvu/zaboření jako celku a bezpečnost zemního tělesa proti posunutí po výztuži. [5]

Vylehčený - násyp který je tvořen lehkým materiálem a to nejčastěji elektrárenským popílkem, lehkým keramickým kamenivem (obr.2) a polystyrenem (obr.3). Použitím elektrárenského popílku je možné dosáhnout snížení svislého napětí na podloží o 30%, při použití lehkého keramického kameniva až o 80% a při použití expandovaného polystyrenu (EPS) lze snížit napětí až o 95% v porovnání s napětím vyvozeným na podloží při použití běžné sypaniny z přirozené zeminy. [5]

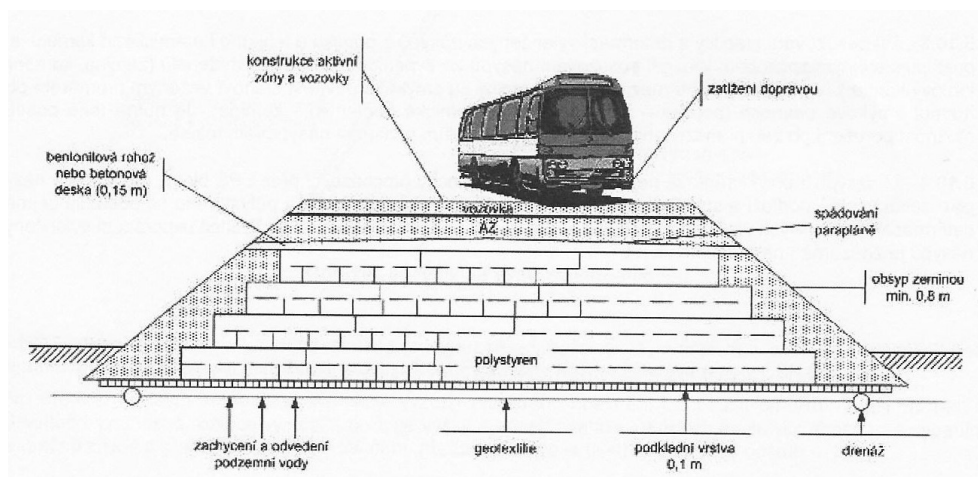
*Obr.2 Uspořádání násypu vylehčeného lehkým keramickým kamenivem*



Při posuzování stability a deformací vylehčených násypů z popílku a lehkého keramického kameniva se postupuje stejným způsobem jako při posuzování násypů ze sypaniny z přírodních materiálů (zemina, kamenivo, lomový kámen). V případě použití mezivrstev ze zeminy se smyková pevnost stanoví váženým průměrem obou hodnot smykové pevnosti.

U násypu z polystyrenu se neposuzují smykové plochy procházející přes EPS bloky, ale stabilita násypu jako celku včetně podloží a stabilita zemního obsypu EPS bloků. U násypu z polystyrenu se posuzují zejména deformace v jednotlivých vrstvách EPS bloků, které nesmí překročit hodnotu 2%. [5]

*Obr.3 Uspořádání násypu vylehčeného pomocí polystyrenu*



**Zářez** je zemní těleso vzniklé vytěžením a odstraněním rostlé zeminy (horniny) do úrovně zemní pláně.

Základní rozdělení zářezu:

Prostý - zářez se provádí odebráním materiálu bez dodatečných opatření. Sklony zářezu/odřezu musí být provedeny tak, aby nedošlo k jejich nestabilitě. [5]

Vyztužený - zářez se provádí tehdy pokud nelze provést prostý zářez/odřez (omezený prostor, přetížení povrchu zářezu apod.), je nutné navrhnout prvky, které zajistí jeho stabilitu. Ke zvýšení stability lze použít ocelové pruty (tzv. hřebíky), které se vkládají do vrtů a zalévají cementovou zálivkou. Do některých zemin je možné hřebíky vkládat zaražením, nastřelením nebo zavibrováním. Součástí hřebíkové konstrukce je i zajištění líce a odvodnění. Nejčastěji se líc hřebíkového svahu opatřuje vrstvou stříkaného betonu (torkretem) vyztuženou ocelovou sítí. Lze rovněž použít tzv. měkkého líce, kdy se na povrch svahu pokládají zatravnovací rohože (geosyntetické nebo v kombinaci s ocelovým pletivem), ocelové sítě, gabionový obklad, betonové prefabrikáty apod. Odvodnění hřebíkového svahu, zejména pokud je povrch opatřen vrstvou stříkaného betonu, se provádí vytvořením sítě subhorizontálních vrtů. Hřebíkový svah se musí posoudit jak na lokální, tak na celkovou stabilitu konstrukce. [5]

## 2.2 Stabilita zemních těles

Při posuzování geotechnické konstrukce se snažíme zachytit všechny mechanismy, které mohou nepříznivě ovlivnit funkčnost konstrukce, a to jak během její výstavby, tak i po dobu její životnosti. Mezi případy, které je nutné posoudit patří ztráta celkové stability konstrukce, porušení konstrukce erozí povrchovou nebo vnitřní, porušení vztlakem a mezní deformace, které omezí použitelnost samotné konstrukce nebo objektů souvisejících se zemní konstrukcí.

Stabilitu u zemních konstrukcí dělíme na krátkodobou anebo dlouhodobou dle ČSN 73 6133. Toto rozdělení vyplývá ze skutečnosti, že některé svahy se sesunou velmi brzy po vybudování (násypy na málo únosném podloží), zatímco některé až po delší době, řádově i po desítkách let (zářezy v málo propustných zeminách). Odlišná situace mezi násypy a zářezy je dána několika aspekty:

- Různými podmínkami vyrovnávání pórových tlaků během provádění zemní konstrukce a po jejím vybudování (nárůst, rozptylování)
- Progresivním porušováním, jímž je myšleno šíření poruchy z jednoho místa potenciální smykové plochy (nejmenší pevnost) do okolí
- Zvětráváním (měknutím), kdy vlivem povětrnostních podmínek, zejména u výkopů při obnažení zemin hlouběji pod povrchem, dochází k částečné ztrátě pevnosti, např. cementačních vazeb. Tento proces se přisuzuje také určitému nakypření, danému odlehčení, teplotními rozdíly, občasným promrzáním nebo vysycháním, a dalším povětrnostním vlivům ve spojení s kolísáním podzemní vody. Účinky mohou sahat až do hloubek 6 až 8 metrů. [2]

Problematika pórových tlaků souvisí se změnou pórových tlaků vlivem změny napjatosti v zemním tělese, a je charakteristická pro vodou nasycené jemnozrnné zeminy. Skempton a Hutchinson rozlišují z hlediska podmínek vyrovnávání pórových tlaků tyto sesuvy [2]:

- Krátkodobé (neodvodněné) - není vyrovnána změna pórového tlaku vody vyvolána změnou totálních napětí ( $\Delta u \gg 0 \text{ Pa}$ )
- Mezilehlé - částečné vyrovnání změn pórového tlaku ( $\Delta u > 0 \text{ Pa}$ )

- Dlouhodobé - úplné vyrovnání pórových tlaků, odpovídající hodnotám ustáleného proudění pro nový stav ( $\Delta u = 0 \text{ Pa}$ )

V roce 1957 Skempton odvodil závislost mezi změnou pórového tlaku a změnou hlavních totálních napětí:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Obecně pro nasycenou zeminu koeficient pórového tlaku  $B = 1$ , a tak závislost změny pórového tlaku na změnách totálních napětí lze vyjádřit rovnicí:

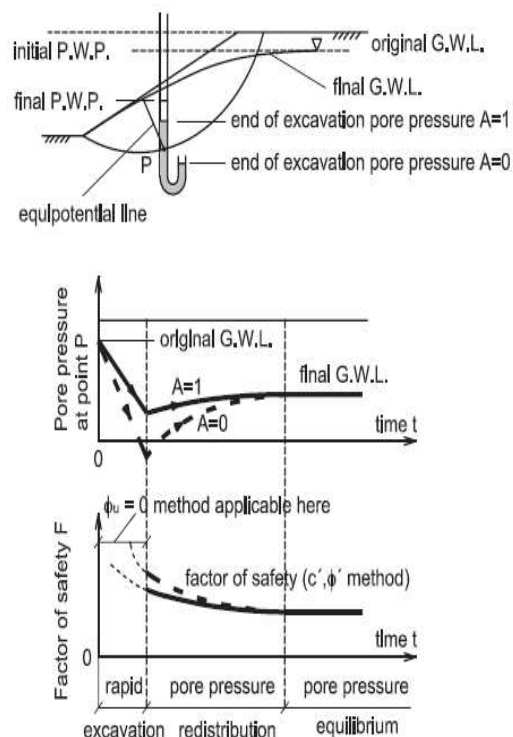
$$\Delta u = [\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$

Koeficient pórového tlaku  $A$  je různý podle druhu zeminy. Zjednodušeně lze pro zeminy dilatantní (překonsolidované jíly a hlíny, hutné písky) uvažovat  $A = 0$ , a pro zeminy kontraktantní (měkké jíly, zeminy normálně konsolidované, kypré písky) uvažovat  $A = 1$ . [2] [3]

Na základě těchto poznatků můžeme sledovat, jak se budou měnit pórové tlaky v zářezu, respektive násypu, a jaký to má vliv na stupeň stability. Tuto změnu můžeme sledovat na obr. 3 a obr. 4 ve zvoleném bodě „P“ na kruhové smykové ploše. Na obr. 4 sledujeme změnu v bodě „P“ u zářezu. Před zabudováním výkopu pórový tlak vody „ $u_0$ “ v bodě „P“ odpovídá původní hladině podzemní vody a změna tlaku  $\Delta u = 0 \text{ Pa}$ . Postupným odkopáváním zeminy dochází ke zvětšování přírůstku pórového tlaku, a to v negativních hodnotách ( $-\Delta u$ ), což má za následek, že pórový tlak se snižuje a tím dochází k zvýšení normálových sil působících na smykovou plochu a k zvýšení smykové pevnosti v souladu s rovnicí:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \phi_{\text{ef}} + c_{\text{ef}}$$

To se samozřejmě projeví na zvýšení stupně stability. S postupem doby však dochází po zhotovení výkopu k vyrovnání pórového tlaku až na hodnotu odpovídající novému stavu. To má však opačný efekt. Dochází ke zvyšování pórového tlaku vody, snižování smykové pevnosti a stupně stability. [2] [3]

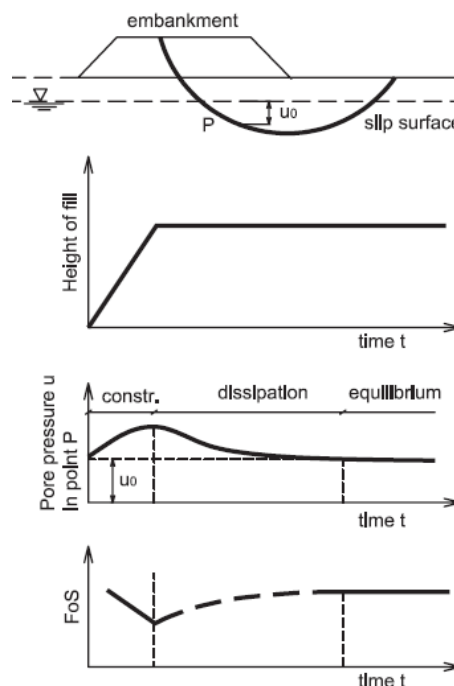


Obr.4 Změna pórového tlaku a stupně stability v čase (podle Bishop a Bjerrum)

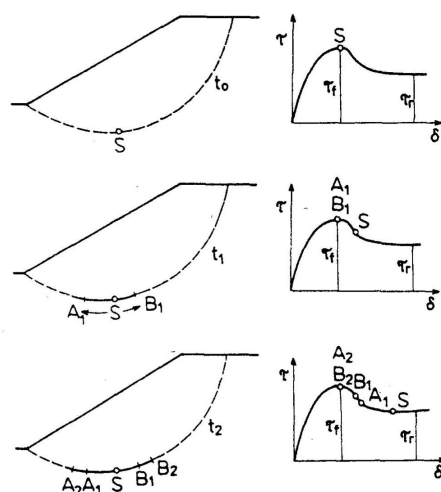
Na obr.5 sledujeme, co se děje po přitížení v bodě „P“ po přitížení násypem. Na rozdíl od předchozího, v tomto případě vzniká pozitivní přírůstek pórového tlaku ( $+\Delta u$ ), protože větší přírůstek napětí nastane ve směru  $\Delta\sigma_1$ . S postupem doby dochází k snižování kladného přírůstku pórového tlaku vlivem konsolidace, a to až do jeho úplného vyrovnání ( $+\Delta u \rightarrow 0 \text{ Pa}$ ). [2]

Dlouhodobá stabilita (odvodněné podmínky) se řeší v efektivních parametrech. Pro stabilitní posouzení je tedy potřeba mít definované efektivní smykové parametry, objemovou tíhu zeminy, pórový nebo proudový tlak při ustáleném proudění. Krátkodobou stabilitu lze rovněž řešit pomocí efektivních parametrů, je však nutné znát změnu pórových tlaků. Jelikož krátkodobé sesuvy reprezentují neodvodněné podmínky můžeme stabilitní posouzení provést pomocí totálních parametrů smykové pevnosti, což dovolu je i norma. [2]

Obr.5 Změna pórového tlaku a stupně stability v čase (podle Bishop a Bjerrum)



Druhý aspekt, který se podílí na stabilitě svahů je progresivní porušování. Tato problematika je spojována s tzv. potrhávanými jíly, kdy smyková pevnost při porušení je menší než vrcholová, ale vyšší než reziduální. Bylo zjištěno, že k poruše dochází při vrcholovém úhlu ale nulové soudržnosti. Na obr.6 je ukázáno, co se děje při progresivním porušování. K porušení nedochází naráz po celé ploše, ale začíná v lokálním místě, bod „S“, který leží na smykové ploše. V bodě „S“ dojde k překročení smykové pevnosti, a protože pevnost materiálu je v tomto bodě vyčerpaná, začne se napětí přerozdělovat do jeho okolí. Porucha se tedy šíří od tohoto bodu dále do stran, jak je znázorněno pro  $t_2$ . O tomto progresivním porušování se nemluví pouze o porušování v čase, ale zejména v prostoru. Šíření poruchy se může zastavit, neboť body mimo plastickou oblast ještě nedosáhly své vrcholové pevnosti  $\tau_f$ . [2]



Obr.6 Průběh progresivního porušování

Bjerrum (1967) uvádí tři podmínky progresivního porušování:

- Zemina vykazuje křehké chování a velký pokles pevnosti při deformacích větších, než při které je dosaženo vrcholové pevnosti (základní vlastnosti překonsolidovaných jílu). Proces poklesu pevnosti je nebezpečný především u zvětralých zemin.
- Existují místa koncentrace napětí, nejspíše u potrháných jílu na rozích trhlinek, kde může být lokálně překonána pevnost a progresivní porušování může začít.
- Hraniční podmínky jsou dány různými deformacemi, např. odlehčením u paty zářezu (výkopu) kde dochází k rozdílným deformacím, které mnohdy přesahují deformaci potřebnou pro dosažení vrcholové pevnosti. [2]

K poruše zemní konstrukce může nastat i vlivem povrchové eroze a vymíláním nebo hydraulickým porušením (vnitřní eroze, sufoze atd.).

Povrchová eroze musí být zohledněna při návrhu v blízkosti vodního toku nebo v místech dešťového ronů. Toto nebezpečí je významné u zemního tělesa v nesoudržných jemnozrnných zeminách s převažující prachovitou nebo jemně písčitou frakcí. Pro zabránění nebo omezení tohoto ronů se navrhuje různé způsoby opevnění svahů (kamenný pohoz, vegetační tvárnice, geosyntetické rohože), současně s rozčleněním svahu lavičkami, v zářezu návrhem nadsvahových příkopů. [5]

Nebezpečí porušení zemního tělesa vnitřní erozí, sufozí, zdvihem dna a nebo vztlakem je reálné u násypů, navrhovaných v inundačních oblastech, v místech s vysokou hladinou podzemní vody, nebo tam, kde zemní těleso pozemní komunikace tvoří např. současně ochrannou protipovodňovou hráz. Při náhlém zvýšení hladiny vody dojde k odlehčení paty násypu/zářezu vztlakem a k nasycení spodní části zemního tělesa vodou. Při rychlejším poklesu hladiny nastane proudění vody ven ze svahů s možností vyplavování jemných zrn zeminy s následným zvýšením pórovitosti zemního masivu. Opatření pro snížení účinku hydraulického porušení jsou [5]:

- Výběr vhodných (hrubozrnných) zemin pro stavbu násypů a vyloučení používání disperzních jílu
- Návrh filtru, zachycujícího vyplavované částice z násypu/zářezu. Tento filtr musí být minerální nebo geosyntetický.

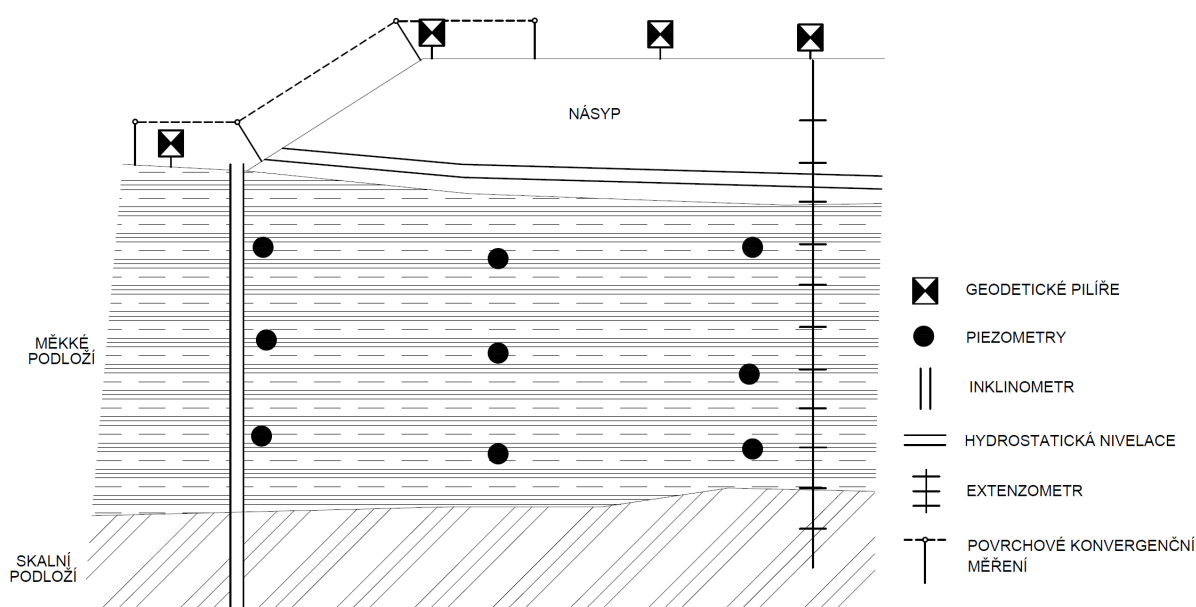


- Budování okrajů násypu pouze ze zemin upravených pojivy do výšky hladiny stoleté vody.
- Obložení svahu plnými, nevyspárovanými nebo perforovanými vyspárovanými deskami položenými na filtrační geotextilii apod.
- Obložení svahu filtrační vrstvou s kamenným pohozením.
- Odvodňovací vrty nebo drenážní žebra.
- Snížení hydraulického spádu.
- Úprava geometrie zemního tělesa.

Pro posouzení stability zemního tělesa při účinku vztlaku a náhlého poklesu hladiny vody se použijí parametry pro dlouhodobou stabilitu svahu se zvažováním nejnepříznivější hladiny a odpovídající proudové sítě. Nebezpečí porušení vztlakem se musí posoudit vždy, pokud je zemní těleso vybudováno s použitím lehkých materiálů (lehké keramické kamenivo, polystyren). [5]

## 2.3 Monitoring vysokých násypů

Stabilita vysokých násypů budovaných na stlačitelném podloží ze soudržných a vodou nasycených zemin je typickým problémem liniových staveb. Takové násypy se zatlačují do podloží ještě dlouho po nasypání. Následně dochází k velmi nepříjemným poklesům silniční nebo železniční pláně vlivem dlouhodobé konsolidace. Zvláště zranitelné se stávají místa styku násypu s mosty, propustky apod. Kontrolní sledování má v takových případech za úkol zajistit nejvhodnější časový postup sypaní násypu a průběžně sledovat stabilitu a bezpečnost násypového tělesa. Na obr.7 můžeme vidět nejčastější použití měřící techniky pro výstavbu násypu na stlačitelném podloží. [1]



Obr.7 Příklad použití měřící techniky

### 2.3.1 Monitoring deformací

Monitoring deformací se měří povrchově nebo hloubkově. Při povrchovém měření a sedání se používá nejčastěji geodetických metod, hydrostatické nivelace nebo povrchových konvergenčních měření. U hloubkového zjištění vertikálních a horizontálních deformací se nejčastěji používá inklinometr, horizontální inklinometr nebo extenzometr. Měření deformací by se mělo zahájit v dostatečném předstihu před započítím zemních prací a být prováděno průběžně během sypaní násypu.

Geodetické metody patří mezi nejobvyklejší způsoby monitoringu posuvů na povrchu terénu, kdy jsou sledovány polohové změny stabilizovaných bodů. Důležitou podmínkou pro objektivnost výsledků tohoto typu monitoringu je důsledná stabilizace sledovaných bodů, aby výsledek měření nebyl zkreslen povrchovými objemovými změnami horninového masivu. K nim může dojít například teplotním prohřátím nebo promrzáním a vysycháním zeminy. Mezi nejčastěji používané metody patří přesná nivelace, totální samočinné optické stanice nebo fotogrammetrie. Důležité je si uvědomit, že vhodnost použití geodetické metody závisí na velikosti měřených polohových změn a na rychlosti s jakou probíhají. [1]

Hydrostatická nivelace je metoda, kterou lze určovat svislé posuvy měřených bodů současně na několika místech. Před zahájením sypání násypu se do jeho podloží osadí vodorovná pažnice. Na jedné straně pažnice je referenční bod (stabilní místo, které se nepohybuje), na druhé straně pažnice je šachta, kam se umísťuje měřící zařízení. Měří se tak, že se pažnicí na lanku protahuje měřící sonda s tlakovou buňkou. Měří se změny tlaku vůči referenčnímu bodu. Ze změn tlaku se pak spočítají průběhy sedání pod násypem podél celé jeho základny. [1]

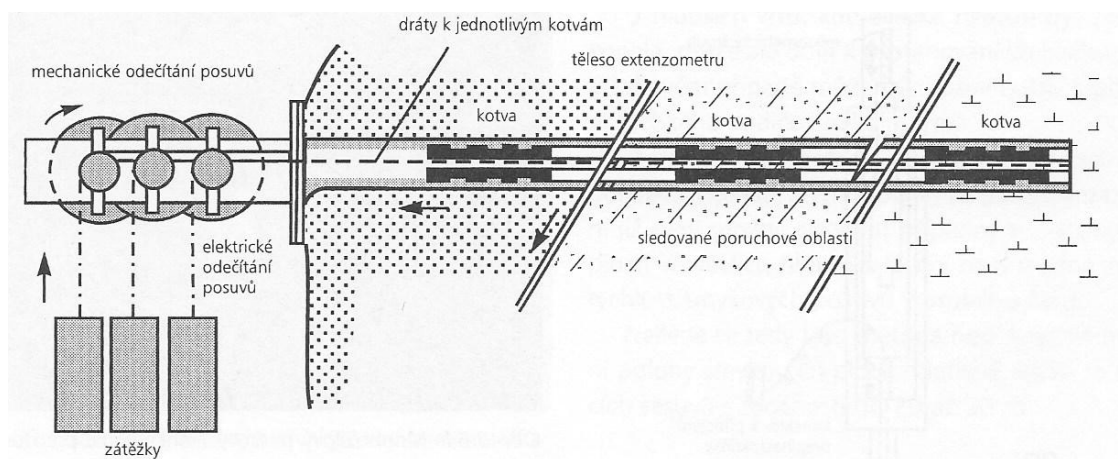
Inklinometr slouží k vyhodnocení posunů kolmo k ose vrtu, kdy se vyhodnocují vodorovné posuny v horninovém masivu. Základní součástí tohoto typu měření je sonda, v níž je umístěn citlivý náklonoměr. Sonda se protahuje vrtem, který je osazen zainjektovanou, obvykle plastovou výpažnicí se dvěma dvojicemi drážek, ve dvou navzájem kolmých směrech. Při vlastním měření se sonda spustí až na dno vrtu, který musí být umístěn v již klidové oblasti a postupně se vytahuje směrem nahoru a to vždy o úsek odpovídající délce sondy. V každé poloze sondy je vyhodnocován náklon od svislice, na základě znalosti délky sondy je pak přepočítáván vodorovný posun. Inklinometry se nejčastěji umísťují do svahu násypu nebo u paty svahu násypu v důsledku možného zaboření násypu do měkkého podloží a tím vytlačení okolní zeminy. [1]

Horizontální inklinometr je tvořen modifikovanou inklinometrickou sondou pracující analogicky jako klasický inklinometr. Sonda je v tomto případě protahována horizontálně uloženou pažnicí s vodíci drážkami, kdy je měřen úklon od horizontály. Na základě tohoto úklonu je pak přepočítána hodnota sedání. [7]

Extenzometr slouží k monitoringu posunů uvnitř horninového prostředí, a to ve směru osy vrtu. Základním principem je měření změny polohy hlavy extenzometru vůči kotvě. Mohou být jednoúrovňové, kdy mají pouze jeden kotevní bod nebo víceúrovňové s několika

kotevními body v různých hloubkových úrovních. V závislosti na využívaném principu se dělí na mechanické, elektrické nebo magnetické. Mechanický extenzometr se skládá z tyče zakotvené na dně vrtu, která je vedena ochrannou hadicí z PVC k referenčnímu zhlaví vrtu. Posuv povrchu horninového masivu vzhledem ke kořeni tyče se měří na hlavě extenzometru. Může se měřit mechanickým odečtením číselníkovým úchylkoměrem nebo posuvným měřidlem. Používané průměry vrtů, závisí na množství extenzometrů vložených do vrtu, od 28 do 100mm. Délka extenzometru většinou nepřesahuje 50m.

Na stejném principu fungují i elektrické (drátové) extenzometry (obr.8). Většinou se osazují do svislých suchých vrtů. Lanko je kotveno v různých hloubkách a je vyvedeno přes kladky na zhlaví vrtu, kde jsou zároveň umístěna odečítací zařízení.



*Obr.8 Několikanásobný elektrický extenzometr*

Při použití magnetických extenzometrů se sleduje stlačení vrstev mezi jednotlivými kroužky, které jsou upevněny do vrtů v různých úrovních. Metody upevnění magnetických kroužků jsou různé. Používá se mechanického upevnění pomocí rozevratelných křidélek, tento způsob se hodí pro měření v zeminách v nezapažených vrtech. Jindy se kroužky osazují do stěn PVC výpažnic, kdy se vzniklé mezikruží mezi stěnami vrtu a PVC výpažnicí zainjektuje. Měření pak spočívá ve spouštění elektrického čidla do pažnice, kdy čidlo reaguje na magnetické pole okolo každého kroužku. Hloubka ve které dochází k zjištění magnetického pole se měří vůči zhlaví vrtu. Průměr vrtu do kterého se kroužky osazují je 100mm (min. 60mm). [1]

### 2.3.2 Monitoring napětí

Piezometry slouží k měření pórového tlaku vody v soudržných zeminách. Měřidla pórového tlaku se skládají z vlastního těla měřidla, porézního prvku, měřícího čidla, hadičky (kabely) spojující měřidlo s povrchem a odečítací aparatury. [1]

Porézním prvkem vstupuje voda do nitra měřidla pórového tlaku, kde se dostává do styku s vlastním čidlem, jež snímá tlak vody. Čidla mohou být pneumatické, hydraulické, odporové, piezoelektrické a strunové. Z čidla je signál (informace o tlaku vody) vyveden kabelem, pokud se jedná o odporové čidlo nebo hadičkou, jedná-li se o pneumatické nebo hydraulické čidlo. [1]

Piezometry se osazují na povrch určité vrstvy sledované zemní konstrukce nebo do vrtů. Při osazování piezometru do vrtu, musíme dbát na dobrém propojení piezometru s okolní horninou, aby správně fungoval. To se děje prostřednictvím pískového zásypu v bezprostředním okolí porézního prvku. Dalším úkolem je utěsnění vrtu nad měřidlem, kdy těsnícím materiálem (jíl, bentonit) prochází kabel nebo trubka k odečítací aparatuře. Aby těsnění vrtu bylo co nejsnazší, volí se průměr vrtu 100mm (max. 150mm). [1]

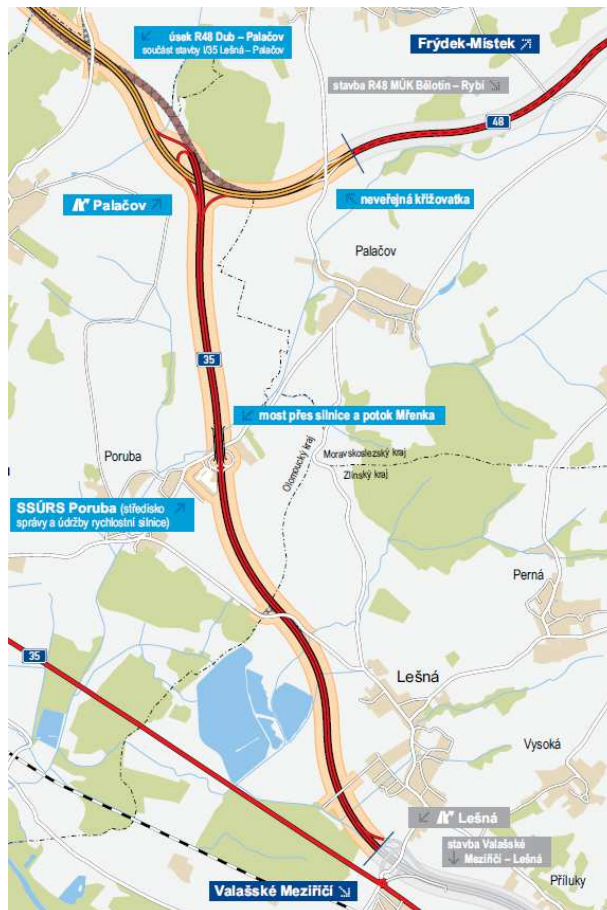
Ploché tlakové buňky slouží k měření kontaktního napětí na rozhraní horniny (zeminy) a stavební konstrukce. Ploché tlakové buňky měří totální napětí. Měřidla napjatosti mají tvar plochého disku (kruhového, pravoúhelníkový), ty se umísťují kolmo na směr měřeného napětí (nejčastěji měření tlakového napětí). Používaná měřící čidla jsou nejčastěji hydraulická, odporová nebo strunová. [1]

Při osazování tlakové buňky musíme zajistit co nejdokonalejší kontakt s měřeným povrchem, aby bylo následné měření objektivní musíme vzít v úvahu, že byl narušen původní stav napjatosti. Mimo jiné by měla mít tlaková buňka podobnou tuhost jako okolní monitorované prostředí, aby nedocházelo k přerozdělování napětí (tužší buňky koncentrují napětí, proto mohou být výsledné hodnoty vyšší než skutečné a naopak). Nejčastěji se osazují na rozhraní násypu a podloží nebo do podkladní vrstvy konstrukce vozovek. [1]

Kulový snímač napětí (obr.) měří napětí 12 měřidly, které jsou umístěny kolmo na 3 základní navzájem kolmé osy ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$ ) a dále kolmo na 3 osy ( $\sigma_{xz}$ ,  $\sigma_{xy}$ ,  $\sigma_{yz}$ ), z nichž každá leží v rovině základních os a svírá s nimi úhel  $45^\circ$ . Kulový snímač dále obsahuje uvnitř tělesa náklonoměr, který registruje náklon tělesa při zasypávání a měřící ústřednu. Vzhledem k tomu, že měřidla zaznamenávají totální napětí, jsou součástí měřiče pórových tlaků. Průměr kulového snímače může být až 1m. [7]

### 3 Inženýrskogeologické a Hydrogeologické podmínky v lokalitě Lešná - Palačov

V lokalitě plánované komunikace (obr. 9) byl proveden podrobný geotechnický průzkum. Součástí geotechnického průzkumu bylo také studium archivních dokumentů a sond, provedení vrtaných sond (jádrové, hydrogeologické a presiometrické) a provedení statické penetrace. Na základě tohoto průzkumu byly stanoveny mechanicko-fyzikální parametry zemin a hornin, které jsou uvedeny v kapitole 4.



Obr.9 Plánovaná komunikace I/35 

#### 3.1 Geomorfologické poměry

Geomorfologické začlenění trasy:

**Celek:** IXD - 1 Podbeskydská pahorkatina okrsky

**Podcelek:** IXD - 1C Příborská pahorkatina

**Okrsek:** IXD - 1C - b Palačovská brázda

IXD - 1C - g Valašskomeziříšská kotlina

Trasa směřuje ve směru od JV k SZ a terén se tímto směrem pozvolná zvedá. Začátek trasy v km 2,400 začíná širokým plochým údolím. Ve st. km 1,100 m začíná lehce stoupat na plochý pahorek. Zde se sledovaná trasa nachází nejnižší, 275 m.n.m. V tomto stoupání je

výrazně zahloubeno koryto potoku Žebrák (st. km 4,100), který má velmi strmé svahy, a při zvýšených průtocích zde může docházet k drobným a lokálně omezeným sesuvům břehů po stranách koryta. Zahloubení koryta v místě trasy dosahuje přibližně 4 m. [4]

Trasa dále pokračuje přes plochou vyvýšeninu (st. km 4,400 – 5,600, 288 m.n.m.), na jejímž konci terén v místě vedené komunikace klesá do údolí vyhloubeného potokem Mřenka (280 m.n.m.). Koryto potoku Mřenka je taktéž výrazně zahloubeno, přibližně 3 - 4 m, s téměř kolmými svahy, na kterých dochází díky působení vodní eroze k lokálním sesuvům. Potok Mřenka zde výrazně meandruje. [4]

Trasa dále pokračuje do prudkého svahu (levý břeh Mřenky, st. 5,950 – 6,000, z 280 na 290 m.n.m.), který je završen plochým hřbetem s lehkou depresí uprostřed (st. 6,000 – 6,900, 297 m.n.m.). [4]

Trasa dále pokračuje do výrazné, ale relativně široké deprese (290 m.n.m.) způsobenou nepravidelnou vodní činností. V tomto místě byla vodní činnost registrována jen během jarního tání sněhu a při přívalových srážkách. Díky prudkosti a nepravidelnosti vodního toku se v nejnižším místě výrazně projevuje vodní eroze ve formě rychlého zahlubování úzkých koryt a snosu ornice z okolních polí. [4]

Trasa sledovaného úseku je zakončena lehkým stoupáním. Zde se nachází i nevyšší bod trasy (300 m.n.m.).

Trasa se vyhýbá osídleným celkům, jen místně se přibližuje obydlené oblasti. Prakticky celá zájmová oblast je dnes zemědělsky využívána jako trvale obdělávané pole a louky. [4]

## **3.2 Geologické poměry**

Zájmové území je situováno v blízkosti hranice vymezující slezskou jednotku (jura - oligocén) a podslezskou jednotku vnějších skupin příkrovů (magurská a předmagurská jednotka). Kromě flyšových sedimentů jsou v blízkém okolí stavby přítomny vulkanity těšinítové asociace. Těšinítovou asociaci tvoří vulkanogenní komplex různých pyroxenických hornin. Tyto horniny nebyli průzkumnými pracemi zastiženy. [4]

### **3.2.1 Předkvarterní podklad**

Průzkumnými sondami byly v zájmové lokalitě zastiženy paleogenní zcela zvětralé a velmi zvětralé jílovce a prachovce, které v celé trase tvoří předkvarterní podloží. Jedná se o sedimenty podslezské jednotky frýdlantského souvrství. [4]

### 3.2.2 Kvarterní pokryvné útvary

Kvartér území je geneticky, litologicky i zrnitostně pestrý. Vývoj v pleistocénu a holocénu, podle zachovaných sedimentů v území, byl zásadně určován geomorfologií širšího okolí a erozní i sedimentační činností řeky Bečvy a sálského zalednění. Do pleistocénu je řazena hlavní terasa Bečvy. Ta představuje akumulaci písků a štěrků v nepravidelné několikametrové mocnosti. Štěrkopísková akumulace má bázi na jasně definovatelném rozhraní paleogén – pleistocén. Akumulace je zakrytá mladšími sedimenty různé geneze. Mocnosti akumulace jsou místy značně proměnlivé vlivem eroze sedimentací nadložních pokryvů. Z dokumentovaných vrtů je patrná nehomogenita štěrkopísčitých sedimentů, které jsou nepravidelně zahliněné. Sedimenty jsou tvořeny jemně až hrubě klastickým a špatně tříděným materiálem a slabě opracovanými úlomky pískovců. Střídání zrnitosti a zahlinění se mění i v řádu několika cm. Starší sedimentační fáze je zastoupena vyššími říčními terasami a v omezené míře glaciofluviálními sedimenty. [4]

V zájmovém území a v širším okolí se výrazně projevila i eolická sedimentace. Ve střední a SZ části trasy jsou přítomny vrstvy zřejmě sprašového původu (sprašové hlíny). Tyto hlíny jsou mnohdy slabě vápnité a ojediněle s nevýraznými bílými vápnitými povlaky. Na jejich vzniku se zřejmě podílely jak procesy deluviální (soliflukcí) a deluviofluviální, tak i glacifluviální, které dopravily materiál do místa uložení z vyšších poloh svahů v okolí zájmového území. Jíly a hlíny s výrazným prachovým podílem ztratily strukturu a pórovitost původních spraší a často obsahují i podíl neolitického materiálu. Geneticky je lze označit jako eolickodeluviální až deluviofluviální sedimenty, kde největší podíl materiálu pochází ze spraší usazených výše na svazích, který se gravitačním, případně fluviálním transportem přesunul do prostoru mírného svahu až roviny těsně nad údolním dnem Bečvy. V nejmladším období sedimentace řeky Bečvy a jejích přítoků v holocénu je zde charakteristické ukládáním nivních jílu. Tyto většinou šedé uloženiny, místy s podstatným obsahem nerozložené organické hmoty, překrývají údolní terasovou akumulaci štěrkopísků usazených v nejmladším svrchním pleistocénu. Holocenní sedimenty z potoka Mřenka se v důsledku zahlubování koryta vyvinuly jen v malém plošném rozsahu, ale zato s větší mocností. [4]



### 3.2.3 Hydrogeologické poměry

Ve flyšovém pásmu byl vyčleněn větší počet hydrogeologických rajónů, a to většinou podle příslušnosti k povodím povrchových toků. Zájmové území spadá do hydrogeologického rajónu Flyš v povodí Bečvy. [4]

Největší přítoky do vrtů jsou obvykle zaznamenány z rozpukaných jílovců nebo z úseků se střídajícími se tenkými polohami pískovců a jílovců. Odlišnosti v geomechanických vlastnostech rozdílných typů hornin, na jedné straně s tvrdými a poměrně křehkými pískovci, na straně druhé s různými pelity, se uplatňují na frekvenci a otevřenosti puklin a tím i na lokálním rozdělení propustnosti hornin. [4]

Ve flyšových komplexech lze vyčlenit tři hloubková pásma s odlišným charakterem pórovitosti. Svrchní zóna a pásmo otevřených puklin pod úrovní dosahu připovrchových puklin se liší převládající propustností, přesto zde dochází k téměř souvislému proudění podzemí vody. Pásmo otevřených puklin zasahuje do hloubek 50 - 100m p. t. Pod těmito hloubkami se nachází pásmo s ojedinělými puklinami. Odlišnosti v propustnosti jsou rovněž závislé na morfologii terénu. Na svazích je kolísání propustnosti do hloubek 50 m výrazně větší než v údolích. [4]

Hladina podzemní vody je většinou volná a obvykle probíhá v hloubkách do několika metrů pod povrchem terénu. Blíže k povrchu se nachází ve dnech údolí, naopak ve svazích a elevacích může být v hloubce až kolem 20 m p. t. Vzhledem k převážně svažitému charakteru terénu má proudění převážně sestupný charakter ve směru drenáže. [4]

Terasové akumulace patří k nejdůležitějším kvartérním sedimentům, které vznikly v důsledku zařezávání koryt toků do podložního skalního podkladu při postupném výzdvihu. Výzdvih byl kombinován s kolísáním spodní erozní báze toků. Všeobecně platí, že čím je terasová akumulace v údolí položena výše nad řekou, tím je starší. Akumulace terasových sedimentů v pleistocénu (podle dnešního stavu výzkumu) spadají do období glaciálu.

Fluviální a v omezené míře rovněž glaci-fluviální sedimenty byly uloženy přímo na předkvartérní podklad, v zájmovém území tvořený zvětralými, až velmi zvětralými jílovci a prachovci. Podzemní voda v těchto sedimentech má charakter průlinové zvodně převážně s volnou hladinou, kdy ustálená hladina byla zaměřena vždy o několik cm, případně dm, výše než hladina naražená. Místa však, tam kde byly, zastiženy v nadloží nepropustné jílové sedimenty, byla zjištěna mírně napjatá hladina s rozdílem naražené a ustálené hladiny v jednotkách metrů. [4]

## **4 Posouzení stability zemních těles na plánované silnici I/35**

Posouzení stability na plánované trase bylo provedeno ve čtyřech příčných řezech probíhajících násypovými tělesy a v jednom příčném řezu probíhajícím zářezem, mimo jiné byly provedeny také deformační a konsolidační výpočty navrhovaných zemních těles.

Stabilita, deformace a konsolidace zemních těles byla řešena pomocí programu Plaxis 2D. Jedná se o software holandské firmy, který byl vyvinut pro deformační a stabilitní analýzu geotechnických úloh a je založen na numerické metodě konečných prvků (MKP, FEM).

### **4.1 Specifikace výpočetních modelů**

Násypy byly zvoleny jako sendvičové zemní konstrukce z jemnozrnných i hrubozrnných materiálů, mechanicko - fyzikální parametry těchto materiálů jsou uvedeny níže. V podloží násypů byly provedeny sanační opatření, které nejsou z důvodu navýšení stability, a to zlepšení zemin příměsí 2% Cao nebo výměna podloží za materiál vhodný do podloží násypů. Minimální stupeň stability pro násypy z jemnozrnných zemin na únosném podloží, při použití efektivních vrcholových parametrů zemin je 1,3. Pro zářezy je minimální stupeň stability 1,5, vzhledem k přítomnosti jemnozrnných zemin. [4]

Výpočty byly provedeny v těchto řezech:

- VP1 - S0101 staničení km 5,775, výška násypu cca 5,7m
- VP2 - S0101 staničení km 6,400, hloubka zářezu cca 5,5m
- VP3 - S0101 staničení km 7,075, výška násypu cca 7,0m
- VP4 - S0141 staničení km 0,200, výška násypu cca 5,0m
- VP5 - S0131,2 staničení km 0,200, výška násypu cca 6,3m

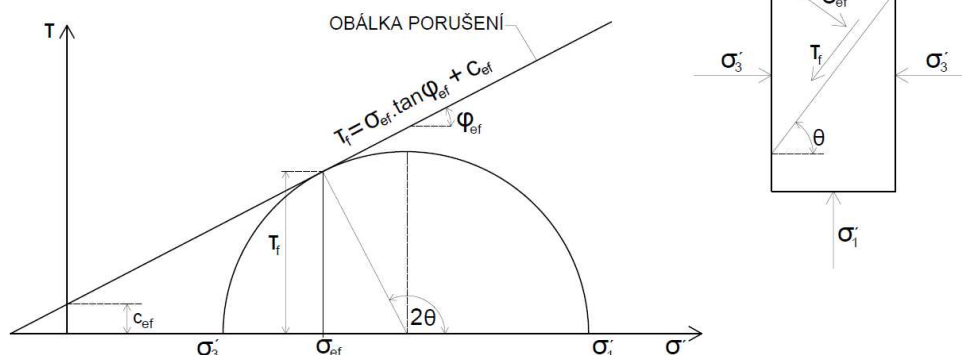
### **4.2 Metodika výpočtu**

Výše uvedené řezy byly zvoleny v nejnepříznivějších místech z hlediska stability a deformace. Posuzované profily násypů se nacházejí v prostoru přechodových oblastí. Tělesa byla posouzena z hlediska dlouhodobé stability (odvodněné podmínky - efektivní parametry) výpočtem podle stupně stability. Dále byl stanoven u násypů vývoj pórových tlaků v čase ve zvolených piezometrických bodech a deformace podloží násypu. Piezometrické body se

nacházejí v místech s největšími přírůstky pórových tlaků a hodnoty sedání násypu jsou na kontaktu násypu se zeminou.

Zeminy byly definovány Mohr - Coulombovým konstitučním vztahem, kdy se materiál do meze plasticity chová pružně, dále vznikají plastická přetvoření při konstantním napětí. Nezohledňuje změnu tuhosti v závislosti na přetvoření, což znamená, že má stejný modul pružnosti při zatěžování a odlehčování. Dále se vyznačuje identickou podmínkou pro plasticitu a porušení, což je vhodné pro zeminy s kontraktantním chováním. Na obr.10 můžeme vidět grafické vyjádření Mohr - Coulombovy podmínky porušení a plasticity. Abychom mohli použít tento konstitutivní model, musíme znát nejméně 5 základních charakteristik, a to: objemovou tíhu  $\gamma$ , modul deformace  $E_{\text{def}}$ , Poissonovo číslo  $\nu$ , soudržnost  $c_{\text{ef}}$ , úhel vnitřního tření  $\phi_{\text{ef}}$ .

Obr.10 Mohr-Coulombova obálka porušení



Stupeň stability u násypů a zářezu je určen pomocí metody redukce pevnostních parametrů, v programu označována jako phi-c reduction method. Phi-c reduction method je založena na principu snižování parametrů smykové pevnosti zeminy, úhlu vnitřního tření  $\phi$  a soudržnosti  $c$ , stejně jako pevnosti v tahu až do selhání, neboli usmyknutí svahu. Při analýze stability svahu se pro stanovení hodnot parametrů pevnosti využívá celkový násobitel  $\Sigma M_{\text{sf}}$ .

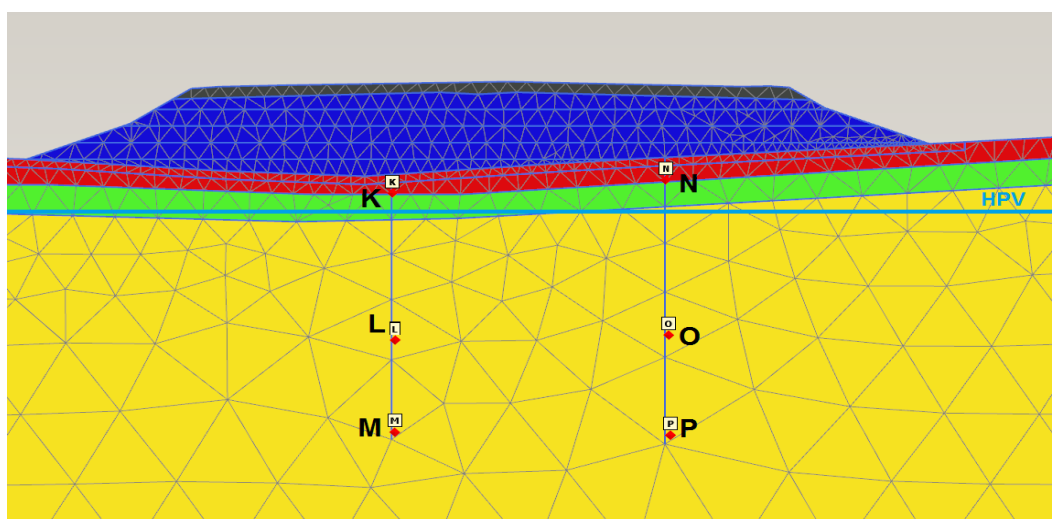
$$c/c_r = \tan \phi / \tan \phi_r = \Sigma M_{\text{sf}}$$

Kde  $c$  a  $\phi$  jsou vstupní pevnostní parametry,  $c_r$  a  $\phi_r$  jsou redukované pevnostní parametry snížené při analýze. Z této rovnice plyne, že stupeň stability je roven takové maximální hodnotě násobitele  $\Sigma M_{\text{sf}}$ , pro který je ještě zachován neporušený stav. Výsledná hodnota  $\Sigma M_{\text{sf}}$  může být ovlivněna hustotou sítě, volbou konečných prvků (trjúhelníkové 6 a 12 uzlové prvky) nebo také přesností iterace. [7]

## 4.3 Výpočetní profil VP1

### 4.3.1 Parametry modelu

Násyp byl budován postupně po zhruba 1m vysokých vrstvách, po každém vybudování vrstvy byla provedena konsolidace násypu o to v délce 15 dnů. Geometrie násypu je zvolena dle ČSN 73 6133, tzn. do výšky 3m sklon 1:2,5, do výšky 6m sklon 1:1,5. Celková výška násypu je cca 5,7m. Na obr.11 můžeme vidět model násypu, výšku hladiny podzemní vody, jednotlivé vrstvy podloží a vyznačené piezometrické body. V tab.1 najdeme mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu. V podloží násypu, přesněji v geotechnickém typu Q10 byla použita sanační opatření a to zlepšení zeminy 2% CaO (oxid vápenatý) v tloušťce zhruba 0,5m.



Obr.11 Model násypu VP1 (**Q10** - F4(F3), geneze: eolické sedimenty; **Q5** - F6, F8, geneze: glaci-fluviální a terasové pleistocenní sedimenty; **Tp1** - R6, geneze: marinní)

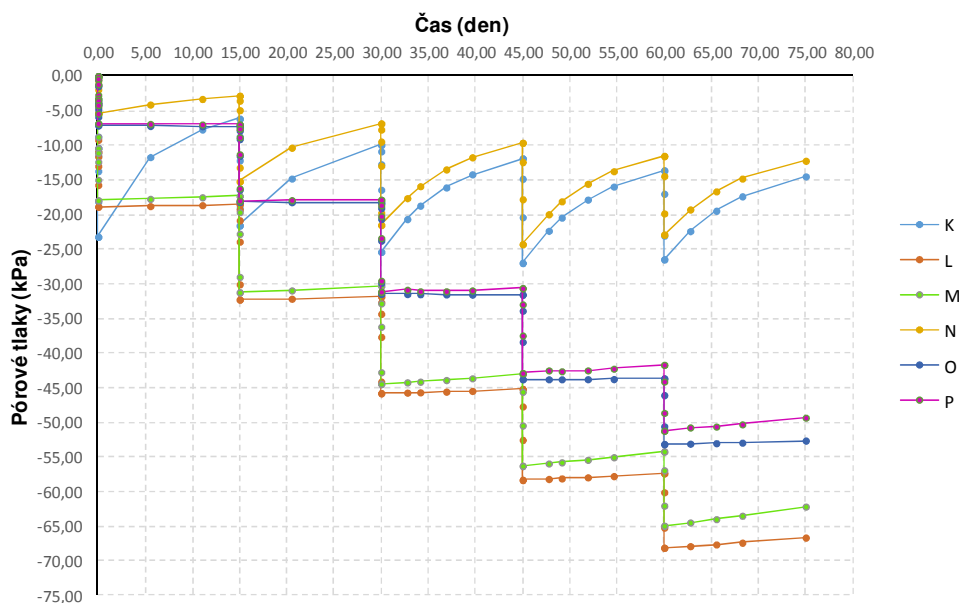
Geotechnický typ	VOZOVKA	NÁSYPI	Q10 (zlepšená)	Q10	Q5	Tp1
Zatřídění dle ČSN 73 6133		SM	2% CaO	F4 (F3)	F6, F8	R6
Typ prostředí Drained/Undrained	Drained	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Objemová tíha $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,6	21	19,5	19,3	19,8	21
Koeficient filtrace $k_f$ (m/s)	1,00E-03	1,00E-03	1,10E-09	1,35E-07	1,65E-09	1,95E-09
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)	15	15	11,3	6	4	5,5
Poissonovo číslo $\nu$ (-)	0,3	0,25	0,4	0,35	0,42	0,4
Soudržnost $c_{ef}$ (kPa)	10	10	23,2	25	18	27
Úhel vnitřního tření $\phi$ (°)	27	38	25,7	21	18	21

tab.1 Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP1

### 4.3.2 Výsledná data

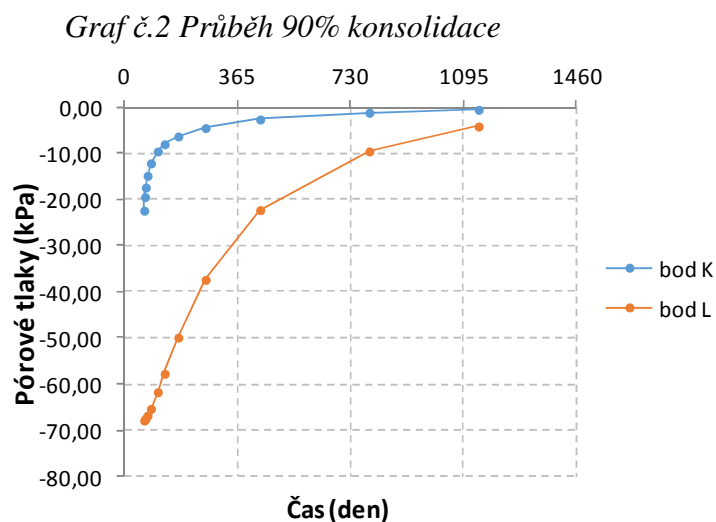
V grafu č.1 můžeme sledovat průběh přírůstků pórových tlaků v daných piezometrických bodech v závislosti na čase, po který byl násyp budován. Body K a N se nacházejí v písčitých jílech, zbytek bodů (L, M, O, P) se nachází v horninách klasifikovaných jako zcela zvětralé jílovce a prachovce. Během nasypání první vrstvy se v bodě K zvýší pórový tlak téměř o -25kPa, za to v bodě N se pórový tlak zvýší o -5kPa, tato odlišnost je daná různou velikostí přitížení nad danými piezometrickými body. Po 15 dnech konsolidace vrstvy se přírůstek pórového tlaku rovná -2,5kPa a -7kPa, v závislosti na piezometrických bodech. Při dalším zatěžování podloží násypu dosáhne přírůstek pórového tlaku max. hodnoty zhruba -27kPa a po ukončení 15 denní konsolidace poslední vrstvy se hodnota zvýšeného pórového tlaku rovná -15kPa v bodech K a N. V ostatních bodech L, M, O, P můžeme sledovat, že se zvyšuje přírůstek pórového tlaku a při následné 15-denní konsolidaci je průběh přírůstku pórových tlaků téměř konstantní, nedochází k disipaci pórových tlaků.

Graf č.1 Závislost přírůstků pórového tlaku na čase



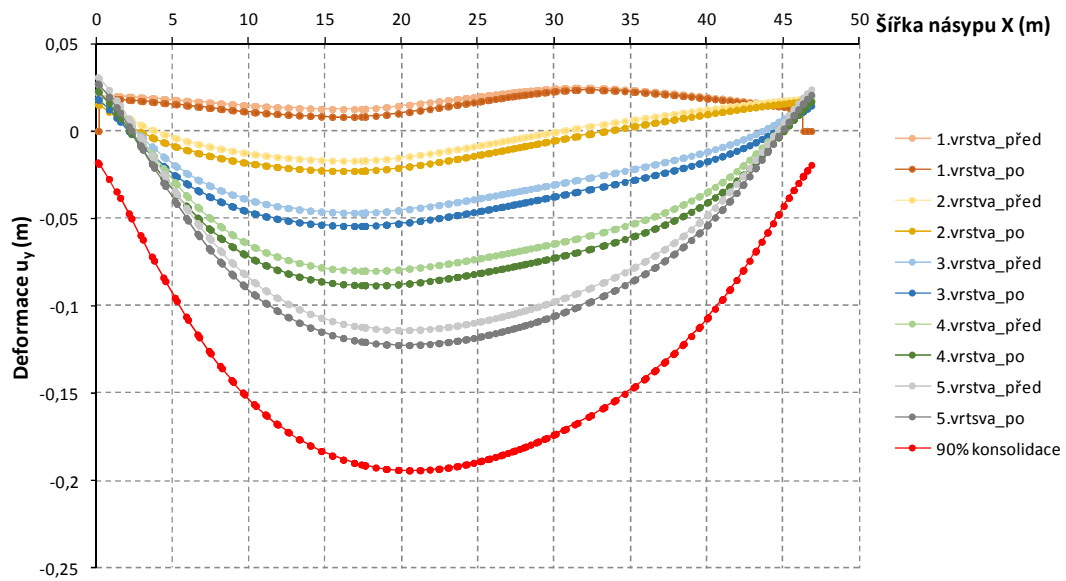
Byla spočtena také 90% konsolidace, kterou můžeme sledovat v grafu č.2. Tento graf je zhotoven pro piezometrický bod K, v bodě N můžeme sledovat velmi podobný průběh, kdy se výsledky liší o 14%. Ukončení primární konsolidace (vyrovnání pórových tlaků na hodnotu hydrostatického tlaku) bylo vypočteno v čase 1123 dnů (3 roky) od doby vybudování násypu. Z tohoto času vyplývá, že k disipaci pórových tlaků dochází velmi pomalu. Na druhou stranu po 129 dnech (4 měsíce) od nasypání násypu je přírůstek pórového tlaku roven pouze -7kPa.

Když se podíváme na bod L, vidíme pomalý průběh disipace pórových tlaků. Pro srovnání můžeme uvést přírůstek pórových tlaků po 129 dnech (4 měsíce), který je roven -58kPa. Rozdíl mezi bodem K a L v průběhu vyrovnávání pórových tlaků je 51kPa.

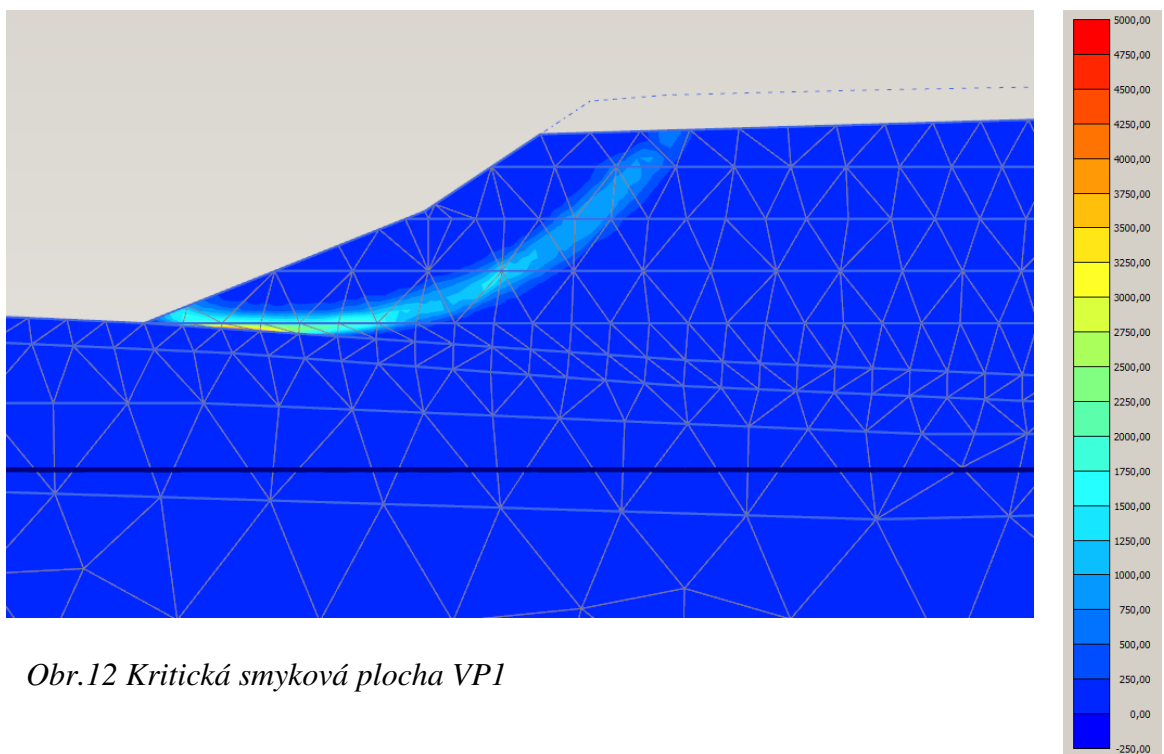


Během primární konsolidace dochází k největším vertikálním deformacím (sedání), což můžeme vidět v grafu č.3. V grafu jsou znázorněné deformace podloží násypu během sypaní jednotlivých vrstev a to vždy před a po 15-denní konsolidaci. Při nasypání první vrstvy násypu je deformace rovna kladné hodnotě cca 2,5cm, z toho se usuzuje, že dochází k nadzvedávání podloží. Pokud se podíváme do přílohy můžeme vidět vývoj pórových tlaků na kontaktu násypu a podloží. Hodnoty pórových tlaků na tomto kontaktu jsou kladné, tudíž dochází k podtlaku, což může mít za následek právě nadzvednutí podloží. Stejný jev můžeme vidět při sypaní dalších vrstev, ale už pouze na okrajích násypu kdy se kladná deformace rovná zhruba 2,5cm. Toto nadzvednutí paty svahu násypu může hrát nepříjemnou roli ve stabilitě násypu. Po ukončení výstavby násypu je deformace největší pod středem násypu a její hodnota dosahuje 12cm. Avšak konečná deformace se rovná 19cm po skončení 90% konsolidace.

Graf č.3 Průběh sedání násypu v procesu výstavby



Programem byla vypočtena kritická smyková plocha, kterou můžeme vidět na obr.12. Stupeň stability  $\Sigma M_{sf}$  po vybudování násypu je roven 2,64, z toho vyplývá, že těleso je stabilní. K největšímu přetváření dochází u paty svahu násypu.

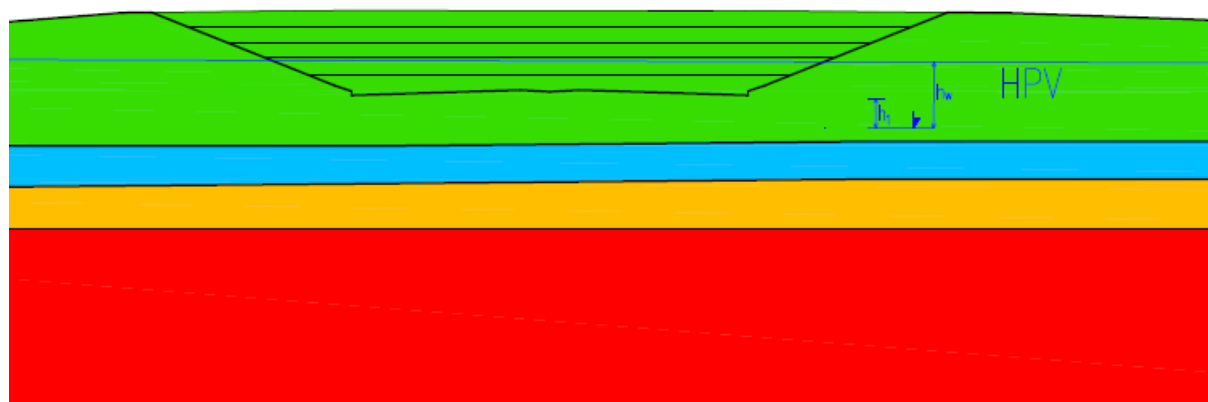


Obr.12 Kritická smyková plocha VP1

## 4.4 Výpočetní profil VP2

### 4.4.1 Parametry modelu

Zářez byl vykopáván po zhruba 1m vysokých vrstvách, po vykopání celého zářezu byla provedena "konsolidace" zářezu a to v délce 10, 50, 100 a 730 dnů, z hlediska stability zářezu. Geometrie zářezu je provedena podle ČSN 73 6133, tzn. sklon svahu zářezu je 1:2,5. Celková hloubka zářezu je cca 5,5m. Na obr.13 můžeme vidět model zářezu, výšku hladiny podzemní vody a jednotlivé vrstvy podloží. V tab.2 najdeme mechanicko-fyzikální parametry zemin.



Obr.13 Model násypu VP2 (*Q11* - F6(F5), geneze: sprašové hlíny; *Q5* - F6, F8, geneze: glaciáluviální a terasové pleistocenní sedimenty; *Q7*-S4,S5, geneze: viz. *Q5*; *Q8* - G2, G3, geneze:

Geotechnický typ	Q11	Q5	Q7	Q8
dle ČSN 73 6133	F6 (F5)	F6, F8	S4, S5	G2,G3
Typ prostředí Drained/Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Objemová tíha $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20,2	19	19,5
Koeficient filtrace $k_f$ (m/s)	1,80E-08	3,47E-09	6,48E-05	2,05E-03
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)	2,5	4	10	90
Poissonovo číslo $\nu$ (-)	0,4	0,42	0,3	0,25
Soudržnost $c_{ef}$ (kPa)	20	18	4	0
Úhel vnitřního tření $\phi$ (°)	22	18	30	35

Tab.2 Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP2

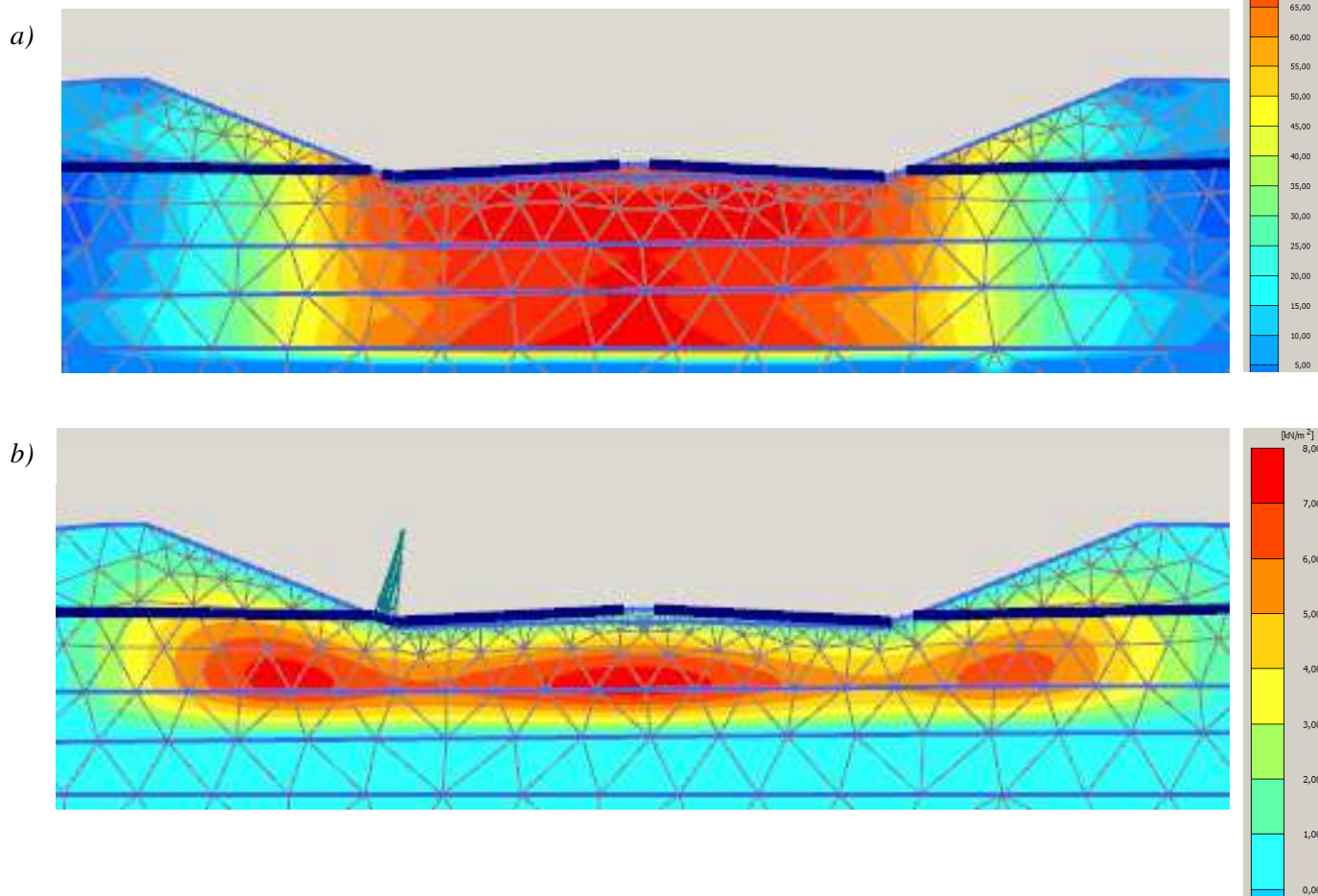


#### 4.4.2 Výsledná data

Během odebrání jednotlivých vrstev můžeme sledovat zvyšující se kladný přírůstek pórového tlaku, tento přírůstek snižuje pórový tlak, což zvyšuje působení normálových sil na smykovou plochu, tím se zvyšuje smyková pevnost. Po dokončení zářezu se začne přírůstek zmenšovat, v závislosti na propustnosti zemin (pórové tlaky se vyrovnají na hodnotu ustálené proudové sítě pro nový stav). To má však opačný efekt, smyková pevnost se začne zmenšovat. Vývoj přírůstku pórových tlaku v různých etapách výstavby a následně i po dokončení zářezu je zobrazen na obr.15.

Mimo jiné musíme posoudit stabilitu dna zářezu, jelikož se nachází pod horizontem napjaté hladiny podzemní vody. Aby byla splněna stabilita dna zářezu musí být napětí od přitížení zeminou  $\gamma \cdot h_1$  větší než napětí od vztlaku vody  $\gamma_w \cdot h_w$ . Z obr.14 můžeme vyčíst jednotlivé výšky, které vstupují do této podmínky ( $h_1 = 2,6\text{m}$ ;  $h_w = 4,6\text{m}$ ).

Obr.14 Vývoj přírůstku pórových tlaků a) přírůstky po odebrání poslední vrstvy zářezu, b) přírůstky po 50 dnech od dokončení zářezu

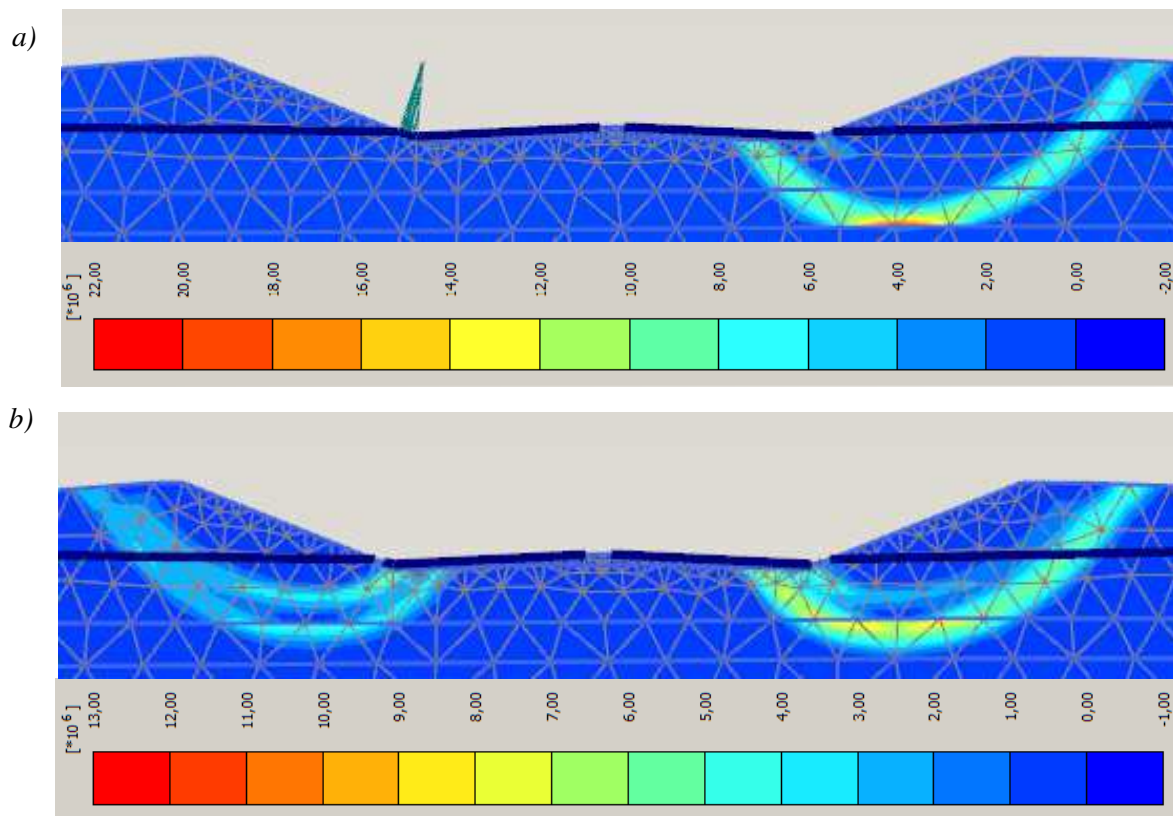


S postupem času se snižuje stabilita svahů zářezu vlivem zmenšování přírůstků pórových tlaků, což vidíme v tab.3, kde jsou zobrazeny stupně stability pro daná časová období od vybudování zářezu. Po 10 dnech dochází k největšímu přetváření smykové plochy na rozhraní zemin jílovitých ( $k_f = 3,47 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ ) s jílovitými a hlinitými písky ( $k_f = 6,48 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ ), což vidíme na obr.15. Objemová deformace je kladná pro dilatantní a záporná pro kontraktantní chování zemin.

Tab.3 Stupeň stability v časech od vybudování zářezu

Čas (den)	10	50	100	730
Stupeň stability $\Sigma M_{sf}$	2,73	2,50	2,46	2,45

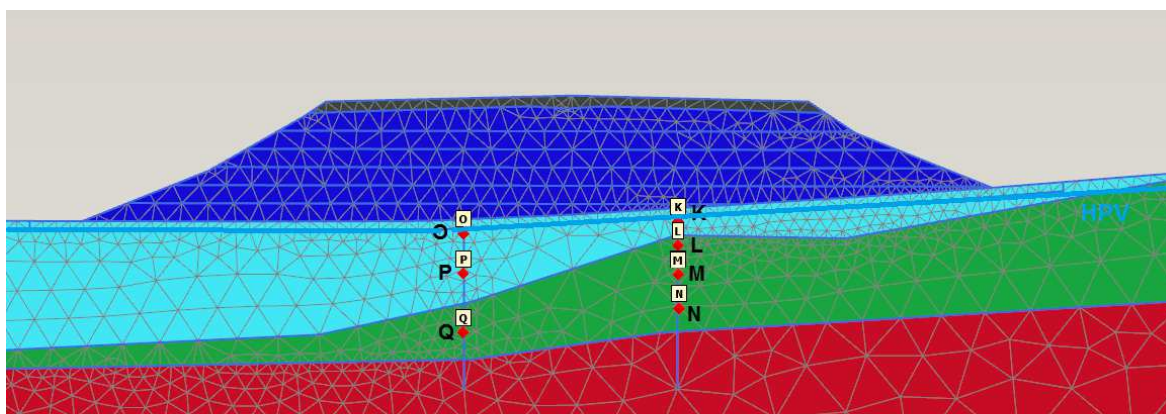
Obr.15 Kritická smyková plocha a) po 10 dnech b) po 730 dnech od vybudování zářezu



## 4.5 Výpočetní profil VP3

### 4.5.1 Parametry modelu

Násyp byl budován postupně po zhruba 1m vysokých vrstvách, po každém vybudování vrstvy byla provedena konsolidace násypu o to v délce 15 dnů. Geometrie násypu je zvolena dle ČSN 73 6133, tzn. do výšky 3m sklon 1:2,5, do výšky 6m sklon 1:1,75 a nad výšku 6m sklon 1:1,5. Celková výška násypu je cca 7m. Na obr.16 můžeme vidět model násypu, výšku hladiny podzemní vody, jednotlivé vrstvy podloží a vyznačené piezometrické body. V tab.5 najdeme mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu. V podloží násypu, přesněji v geotechnickém typu Q13 bylo vyměněno podloží do hloubky cca 0,5m za štěrkový materiál.



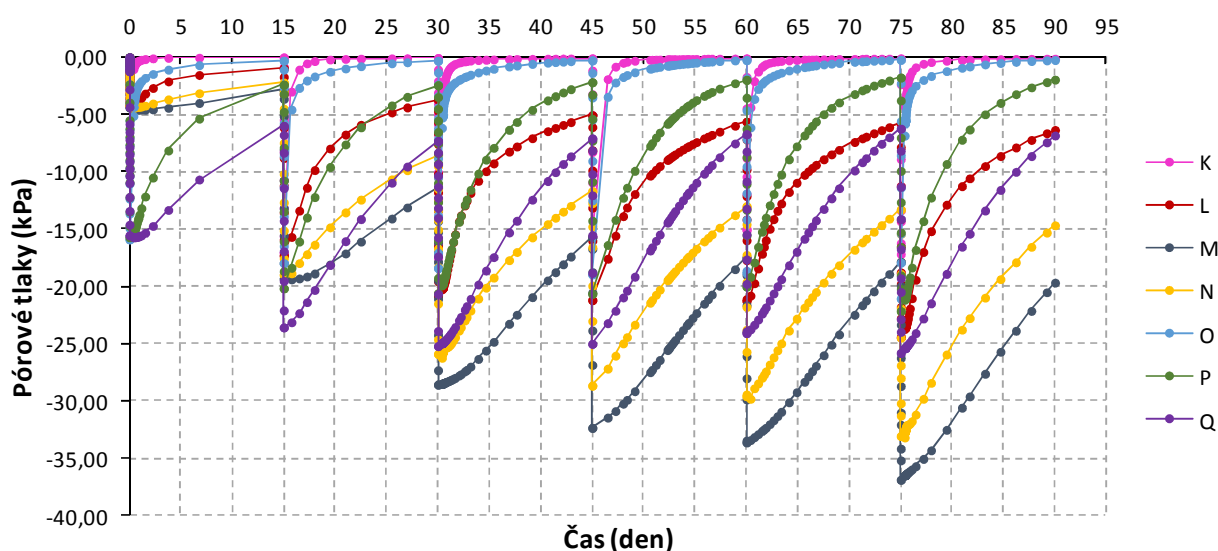
Obr.16 Model násypu VP3 (*Q13* - F6, F8, geneze: deluviální sedimenty (deluvifluviální, uliflukční); *Q5* - F6, F8, geneze: glacifluviální a terasové pleistocenní sedimenty; *Q8* - G2, G3, geneze: viz. *Q8*)

Geotechnický typ	VOZOVKA	NÁSYP	ŠTĚRK	Q13	Q5	Q8	Tp1
dle ČSN 73 6133		SM	G	F6,F8	F6,F8	G2,G3	R6
Typ prostředí Drained/Undrained	Drained	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Objemová tíha $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	19,6	19	19,7	20,2	19,5	19,8
Koeficient filtrace $k_f$ (m/s)	1,00E-03	1,00E-03	1,00E-03	4,04E-08	3,47E-09	2,05E-03	3,26E-09
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)	15	15	90	2	4	90	5,5
Poissonovo číslo $\nu$ (-)	0,25	0,3	0,25	0,4	0,42	0,25	0,4
Soudržnost $c_{ef}$ (kPa)	10	10	0	19	18	0	27
Úhel vnitřního tření $\phi$ (°)	38	27	35	25	20	35	20

Tab.4 Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP3

#### 4.5.2 Výsledná data

V grafu č.4 můžeme sledovat průběh přírůstků pórových tlaků v daných piezometrických bodech v závislosti na čase, po který byl násyp budován. Body O, P, K se nacházejí v jílech střední až vysoké plasticity. V bodech O a K, které se nacházejí těsně pod šterkovou vrstvou sledujeme velmi rychlé vyrovnání pórových tlaků, což může být způsobeno jejich pozicí, kdy dochází ke změně koeficientu filtrace (větší propustnost). Při nasypání první vrstvy násypu je přírůstek pórových tlaků odlišný pro bod K (-16kPa) a pro bod O (-4kPa), tento rozdíl je dán opět různou velikostí přitížení nad danými body. Přírůstky pórových tlaků těchto bodů se dále pohybují v rozmezí od -15kPa až -20kPa. V bodě P se při každém nasypání zvýší pórový tlak o -20kPa kromě první vrstvy (-16kPa), při následné konsolidaci dochází téměř k vyrovnání pórových tlaků (-2,5kPa).

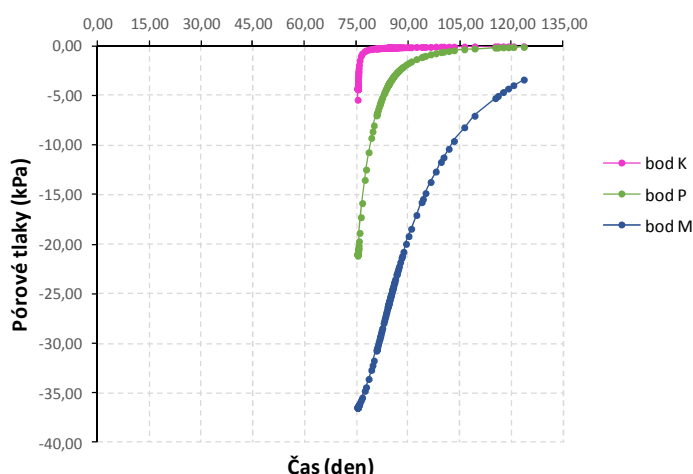


Graf č.4 Závislost přírůstků pórového tlaku na čase

V dalších piezometrických bodech L, M, N, které se nacházejí v jílovitých zeminách dochází k největším přírůstkům pórových tlaků. Po 15 denní konsolidaci vrstev se v místě těchto bodů koncentrují vždy zvýšené pórové tlaky oproti ostatním geologickým vrstvám, které mají větší koeficient filtrace. V bodě M však dochází k největším přírůstkům pórových tlaků (až -35kPa), protože se nachází v místě nejdále od propustnějších geologických vrstev. Bod Q, který se také nachází v jílovitých zeminách má velice podobný průběh vývoje pórových tlaků jako bod P, který se nachází nad ním, ale v propustnějších zeminách. Výsledné přírůstky pórových napětí bodu Q jsou větší o cca 5kPa, což je dáno méně propustnou zeminou.

Mimo jiné byla také spočtena 90% konsolidace, která byla zahájena po 75 denní výstavbě násypu. V bodech K, P a M je znázorněný průběh disipace pórových tlaků, v závislosti na uložení piezometrů v podloží. Jak můžeme vyčíst z grafu č.5, primární konsolidace byla ukončena 48 dnů po výstavbě násypu. K tomuto poměrně rychlému vyrovnání pórových tlaků propustnost jednotlivých vrstev.

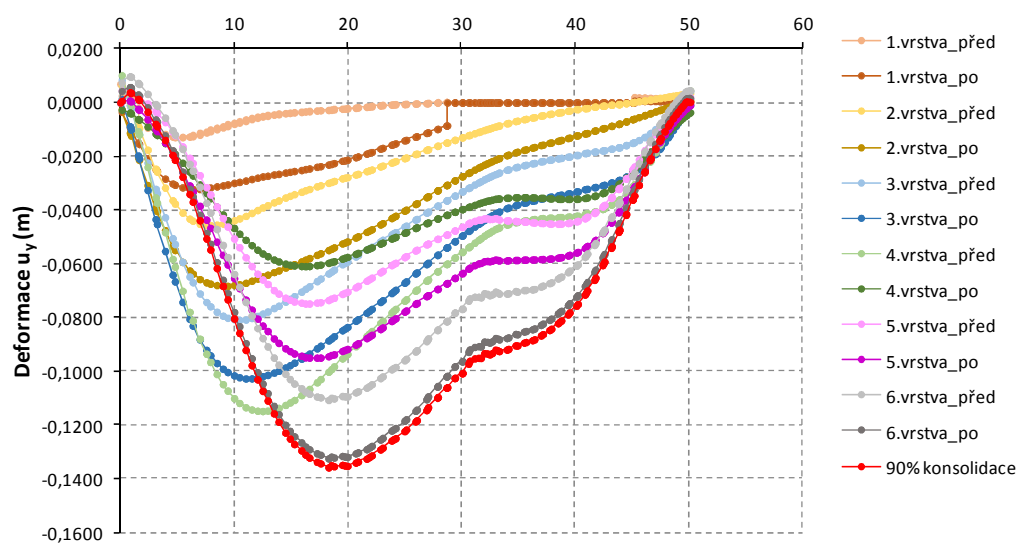
*Graf č.5 Průběh 90% konsolidace*



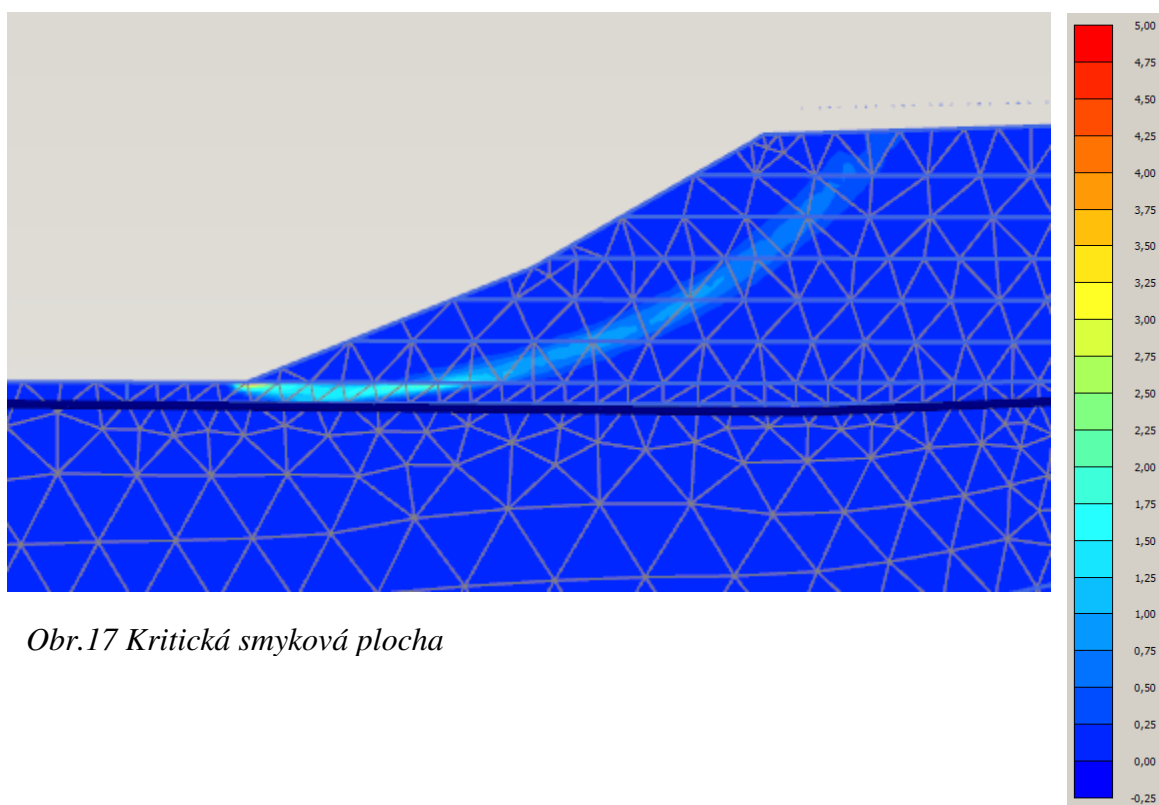
V grafu č.6 je znázorněn průběh sedání násypu a to vždy před a po 15-denní konsolidaci, včetně zobrazení konečného sednutí po proběhnutí primární konsolidace. Při nasypání první vrstvy násypu, sedání probíhá v šířce cca 28m. V této šířce je zatíženo podloží. Dále při sypání vrstev se projevuje vliv většího přitížení podloží levou stranou násypu na průběhu sedání (levá strana sedá více). Během 15-denní konsolidace každé vrstvy se zvýší sednutí o cca 2cm. Toto se děje až do nasypání čtvrté vrstvy, kdy po konsolidaci nedochází k přírůstku sednutí, naopak se sedání zmenší. Opět můžeme vidět lehké nadzvedávání levé paty násypu, které může být způsobené vytlačení zeminy z podloží násypu. Po 15 denní konsolidaci poslední vrstvy je graf sednutí téměř totožný s grafem pro konečné sednutí, kterému odpovídá 90% konsolidace. Konečné sednutí násypu je 14cm.



Graf č.6 Průběh sedání násypu v procesu výstavby



Programem byla spočtena také kritická smyková plocha, kterou můžeme vidět na obr.17. Stupeň stability  $\Sigma M_{sf}$  je po vybudování násypu roven 1,94, těleso je stabilní. K největším přetvářením dochází u levé paty násypu.

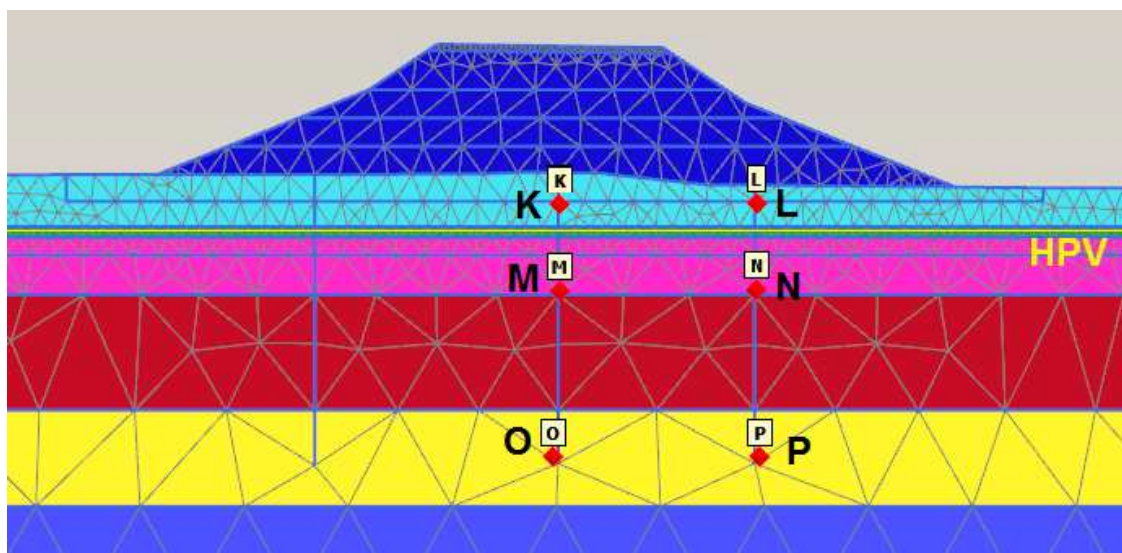


Obr.17 Kritická smyková plocha

## 4.6 Výpočetní profil VP4

### 4.6.1 Parametry modelu

Násyp byl budován postupně po zhruba 1m vysokých vrstvách, po každém vybudování vrstvy byla provedena konsolidace násypu o to v délce 15 dnů. Geometrie násypu je zvolena dle ČSN 73 6133, tzn. do výšky 3m sklon 1:2,5, do výšky 6m sklon 1:1,5. Celková výška násypu je cca 5m. Na obr.18 můžeme vidět model násypu, výšku hladiny podzemní vody, jednotlivé vrstvy podloží a vyznačené piezometrické body. V tab.5 najdeme mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu. V podloží násypu, přesněji v geotechnickém typu Q13 bylo vyměněno podloží do hloubky cca 0,5 za šterkový materiál.



Obr.18 Model násypu VP4 (Q13 - F6, F8, geneze: deluviální sedimenty (deluviifluviální, uliflukční); Q5 - F6, F8, geneze: glacifluviální a terasové pleistocenní sedimenty; Q4-F3,F4, geneze: viz. Q5; Q8 - G2, G3, geneze: viz. Q5; Tp1-R6, geneze: marinní sedimenty; Tp2-R5, R4, geneze: viz. Tp1)

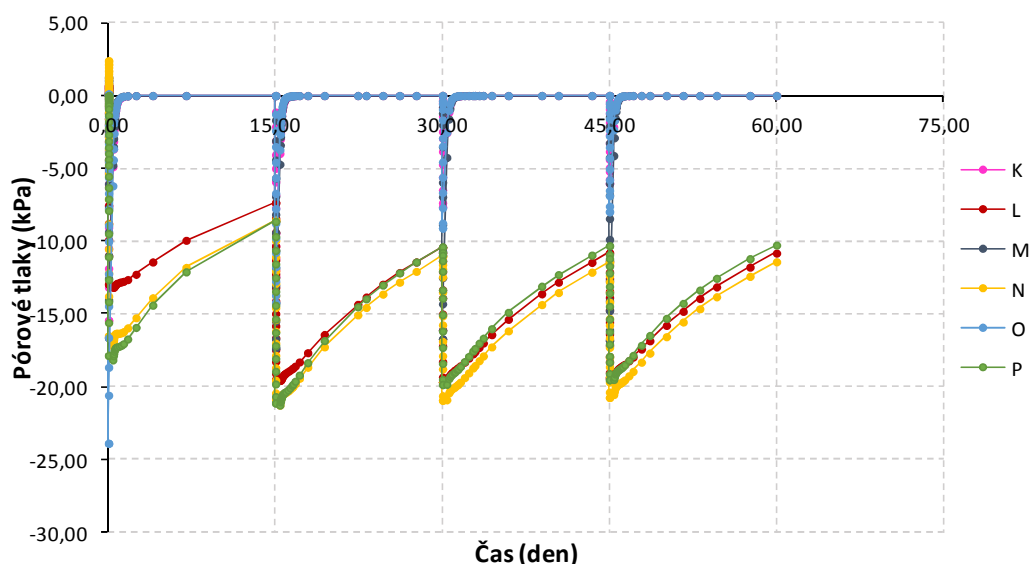
Geotechnický typ	VOZOVKA	NÁSYP	ŠTĚRK	Q13	Q5	Q4	Q8	Tp1
dle ČSN 73 6133		SM	G	F6, F8	F6, F8	F3, F4	G2, G3	R6
Typ prostředí Drained/Undrained	Drained	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Objemová tíha $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	19,6	19	19,7	20,2	19,5	19,5	21
Koeficient filtrace $k_f$ (m/s)	1,00E-03	1,00E-03	1,00E-03	4,04E-08	3,47E-09	4,33E-07	2,05E-03	1,95E-09
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)	15	15	90	2	4	3	90	5,5
Poissonovo číslo $\nu$ (-)	0,25	0,3	0,25	0,4	0,42	0,35	0,25	0,4
Soudržnost $c_{ef}$ (kPa)	10	10	0	19	18	14	0	27
Úhel vnitřního tření $\phi$ (°)	38	27	35	25	20	24	35	21

Tab.5 Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin a násypu pro VP4

#### 4.6.2 Výsledná data

V grafu č.8 můžeme sledovat průběh přírůstků pórových tlaků v daných piezometrických bodech v závislosti na čase, po který byl násyp budován. Body, které se nacházejí pod středem násypu K, M a O mají velmi podobný průběh konsolidace, dochází k úplnému vyrovnání pórových tlaků po 15 dnech. Nacházejí se vždy na kontaktu propustných a nepropustných vrstev, proto dochází vždy k rychlému odtoku vody z pórů. Vývoj pórových tlaků v bodech K a O je velice podobný. Po každém nasypání vrstvy násypu se jejich následný přírůstek pórových tlaků zmenšuje (v bodě O jsou přírůstky pórových tlaků větší). Tyto body se nacházejí pod vrstvou propustných zemin. Oproti bodu M, který se nachází nad

*Graf č.7 Závislost přírůstků pórových tlaků na čase*

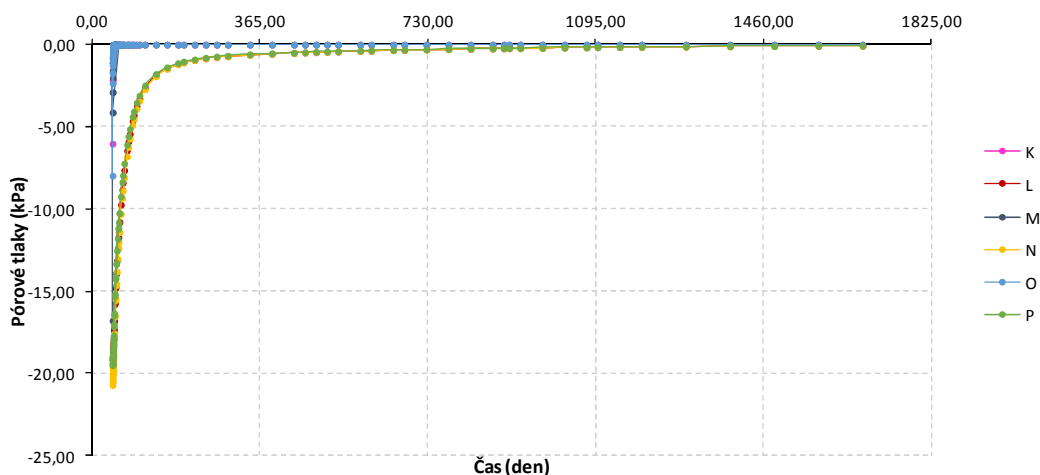


propustnou vrstvou jeho přírůstek pórových tlaků je konstantní (-17kPa) v závislosti na výšce násypu. Body L, N a P se také nacházejí na kontaktu propustných a nepropustných vrstev, ale jsou zasaženy menším přitížením od násypu. Po 15-denní konsolidaci v těchto bodech vždy zůstává přírůstek pórových tlaků (v průměru -8kPa). Mimo jiné můžeme pozorovat, že v čase 0 (před zatížením podloží) vznikají v bodech M a N, které se nacházejí nad propustnou štěrkovou vrstvou, kladné přírůstky pórových tlaků (sání).

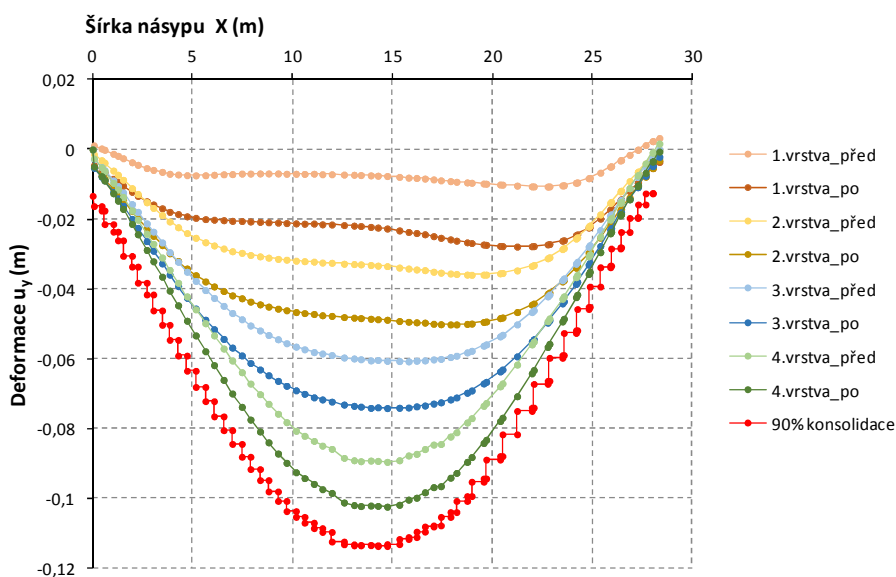


Po provedení 90% konsolidace se primární konsolidace zastaví v čase 1676 dnů (4,5roku). Pokud se ale podíváme do grafu č.9, pro body pod středem násypu proběhne primární konsolidace hned po vybudování poslední vrstvy násypu. U ostatních bodů (L, N, P) dochází k pomalejšímu vyrovnání pórových tlaků, avšak po zhruba 22dnech od nasypání poslední vrstvy násypu je přírůstek pórového tlaku roven cca -5kPa.

Graf č.8 Průběh 90% konsolidace

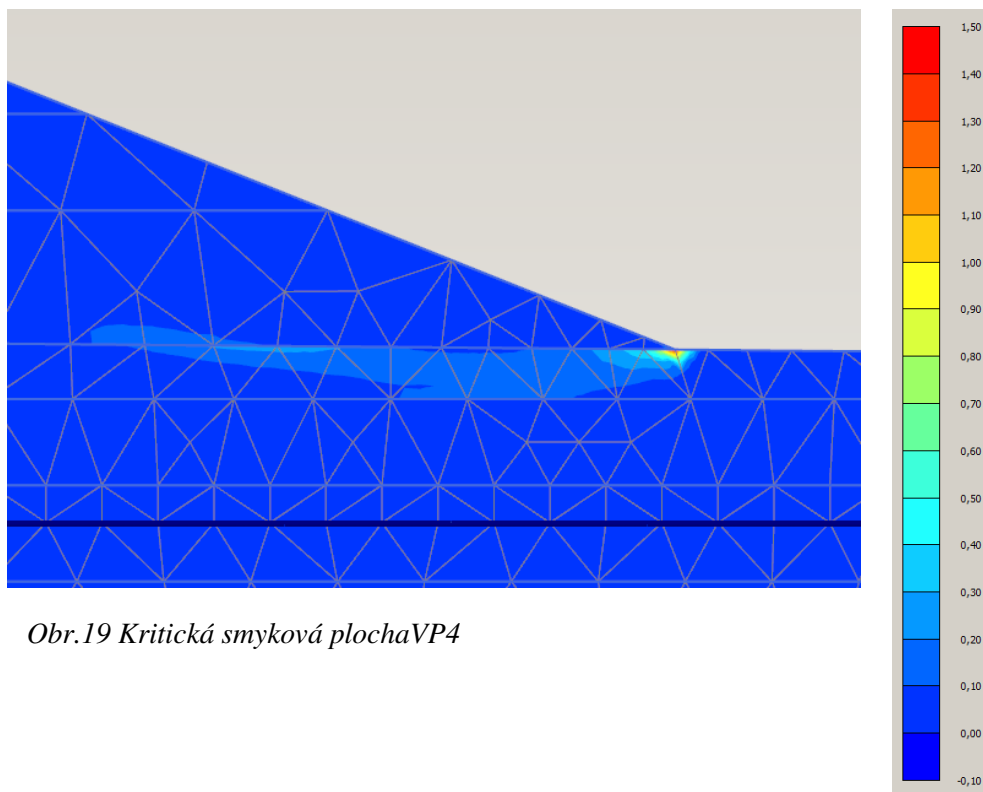


Během primární konsolidace dochází k sedání násypu, které vidíme v grafu č.10. K největšímu sedání dochází pod středem násypu. Přírůstky sednutí po 15-denní konsolidaci jsou v průměru 2cm. Po nasypání poslední vrstvy je sednutí rovno 9cm pod středem násypu. Konečné sednutí po proběhnutí 90% konsolidace je 11cm. Násyp po provedení poslední vrstvy sedne ještě o 3cm.



Graf č.9 Průběh sedání násypu v procesu výstavby

Na obr.19 můžeme vidět výslednou kritickou smykovou plochu. Stupeň stability  $\Sigma M_{sf}$  svahu násypu je roven 2,15, těleso je stabilní. K největšímu přetváření dochází u pravé paty násypu.

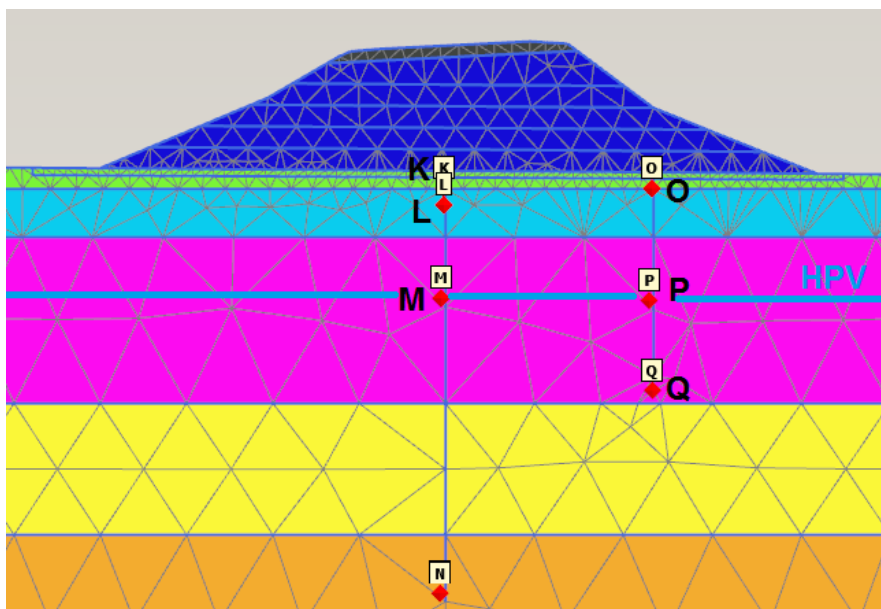


*Obr.19 Kritická smyková plochaVP4*

## 4.7 Výpočetní profil VP5

### 4.7.1 Parametry modelu

Násyp byl budován postupně po zhruba 1m vysokých vrstvách, po každém vybudování vrstvy byla provedena konsolidace násypu o to v délce 15 dnů. Geometrie násypu je zvolena dle ČSN 73 6133, tzn. do výšky 3m sklon 1:2,5, do výšky 6m sklon 1:1,5. Celková výška násypu je cca 5,7m. Na obr.20 můžeme vidět model násypu, výšku hladiny podzemní vody, jednotlivé vrstvy podloží a vyznačené piezometrické body. V tab.6 najdeme mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu. V podloží násypu, přesněji v geotechnickém typu Q11 byla použita sanační opatření a to zlepšení zeminy 2% CaO (oxid vápenatý) v tloušťce zhruba 0,5m.



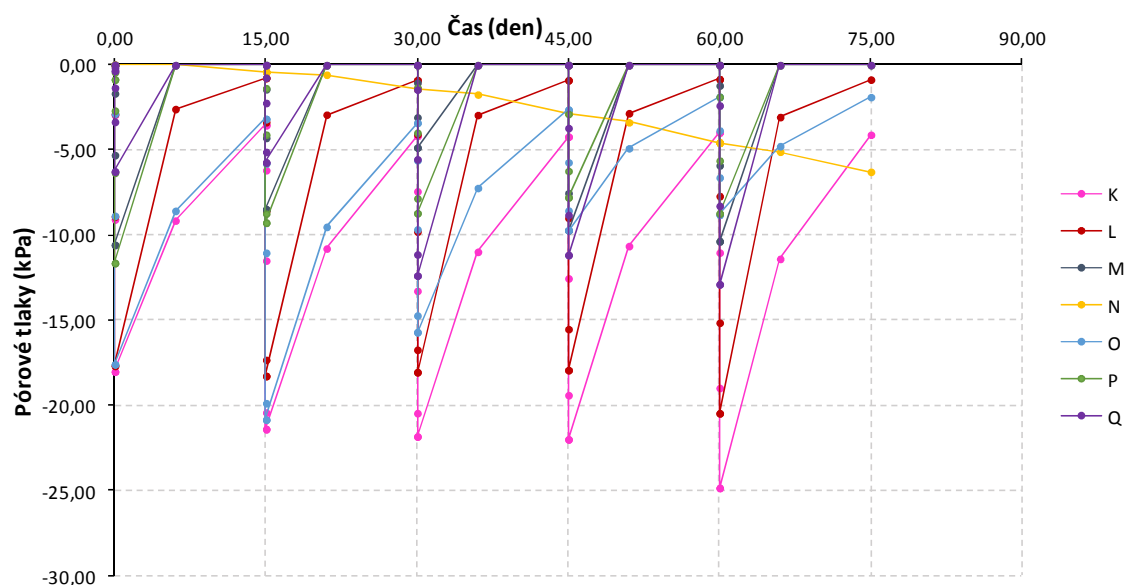
Obr.20 Model násypu VP5 (Q11 - F6(F5))  
geneze: sprašové hlíny;  
Q5 - F6, F8, geneze: glacifluviální a terasové pleistocenní sedimenty;  
Q9-G4,G5, geneze: viz. Q5; Tp1-R6, geneze: marinní sedimenty; Tp3-R5, R4, geneze: viz. Tp1)

Geotechnický typ	VOZOVKA	NÁSYP	Q11 (zlepšená)	Q11	Q5	Q9	Tp1	Tp3
dle ČSN 73 6133		SM	2%CaO	F6(F5)	F6, F8	G4, G5	R6	R5, R4
Typ prostředí Drained/Undrained	Drained	Drained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained
Objemová tíha $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21	19,6	19,2	20	20,2	205	21	24
Koeficient filtrace $k_f$ (m/s)	1,00E-03	1,00E-03	1,10E-09	1,08E-08	3,47E-09	5,33E-04	1,95E-09	1,00E-10
Modul přetvárnosti $E_{def}$ (MPa)	15	15	11,3	2,5	4	70	5,5	38
Poissonovo číslo $\nu$ (-)	0,25	0,3	0,4	0,4	0,42	0,3	0,4	0,35
Soudržnost $c_{ef}$ (kPa)	10	10	23,2	20	18	27	27	100
Úhel vnitřního tření $\phi$ (°)	38	27	25,7	22	20	21	21	30

Tab.6 Mechanicko-fyzikální vlastnosti zemin a násypu pro VP5

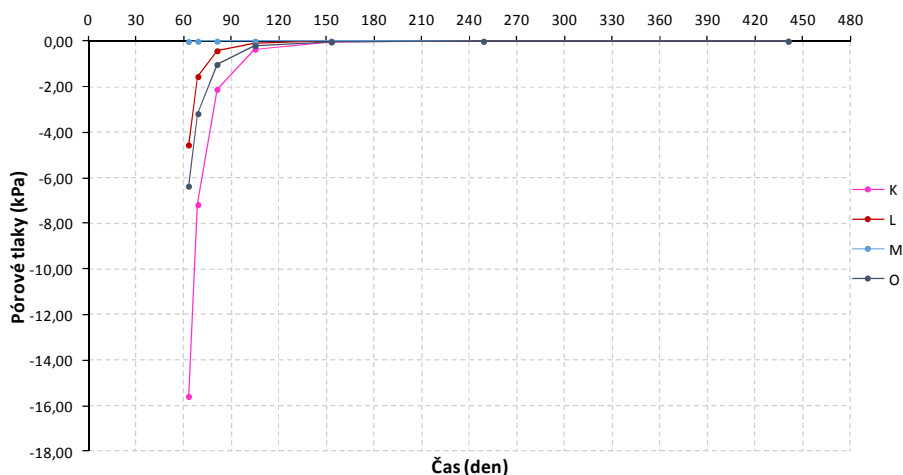
#### 4.7.2 Výsledná data

V grafu č.11 můžeme sledovat průběh přírůstků pórových tlaků v daných piezometrických bodech v závislosti na čase (75dnů), po který byl násyp budován. V bodech K a L je průběh pórových tlaků podobný, liší se pouze ve velikosti přírůstků pórových tlaků. V bodě L jsou přírůstky menší v závislosti na větší propustnosti zeminy. Vývoj přírůstků pórových tlaků v bodě O se zmenšuje s výškou (menší přitížení násypem). Body M, P a Q se nacházejí v propustných zeminách (hlinité a jílovité štěrky), proto může docházet k úplné disipaci pórových tlaků během 15-denní konsolidace každé vrstvy. V bodě M se zmenšují přírůstky pórových tlaků s postupem výstavby násypu, ale při zbudování čtvrté vrstvy se přírůstky opět zvětší na hodnotu pórového tlaku při nasypání první vrstvy (-10kPa). Přírůstky pórových tlaků v bodě P se zmenšují s výškou násypu. Při nasypání první a druhé vrstvy jsou v bodě Q stejné přírůstky pórových tlaků (-6kPa), ale po nasypání dalších vrstev se přírůstky zvětší na hodnotu -12kPa. Bod N, který se nachází ve velmi zvětralých prachovcích není výstavbou násypu nijak zvlášť zasažen. V grafu můžeme sledovat lineární vývoj přírůstků pórových tlaků bodu N v čase budování násypu.



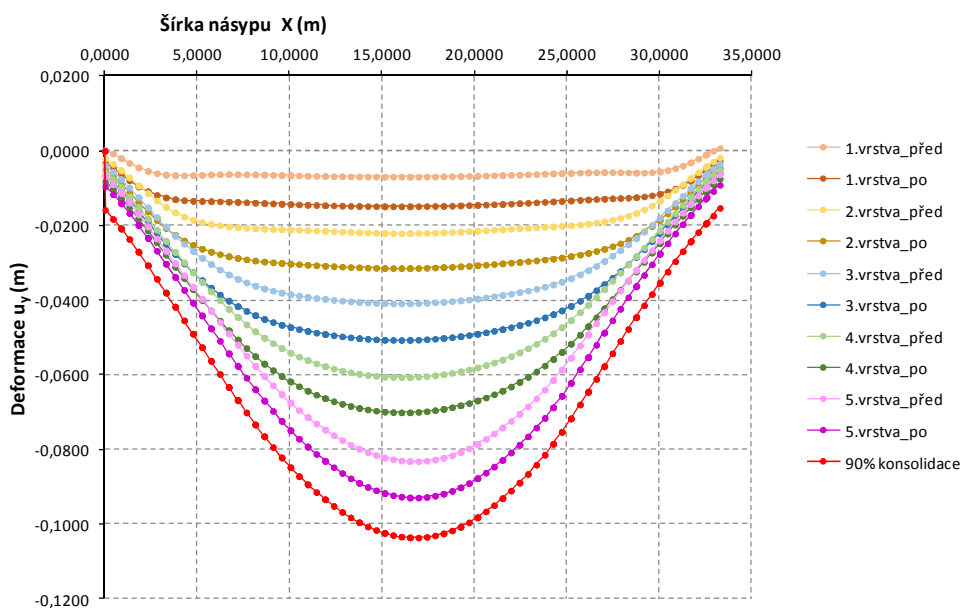
Graf č.10 Závislost přírůstků pórových tlaků na čase

Ukončení primární konsolidace bylo vypočteno po 448dnů (15 měsíců) od výstavby násypu, ale v grafu č.12 můžeme vidět, že přírůstek pórových tlaků po 21 dnech od výstavby násypu je cca -2,11kPa (body K, L, O). V bodě M dochází k úplnému vyrovnání pórových tlaků po 6 dnech od vybudování násypu.



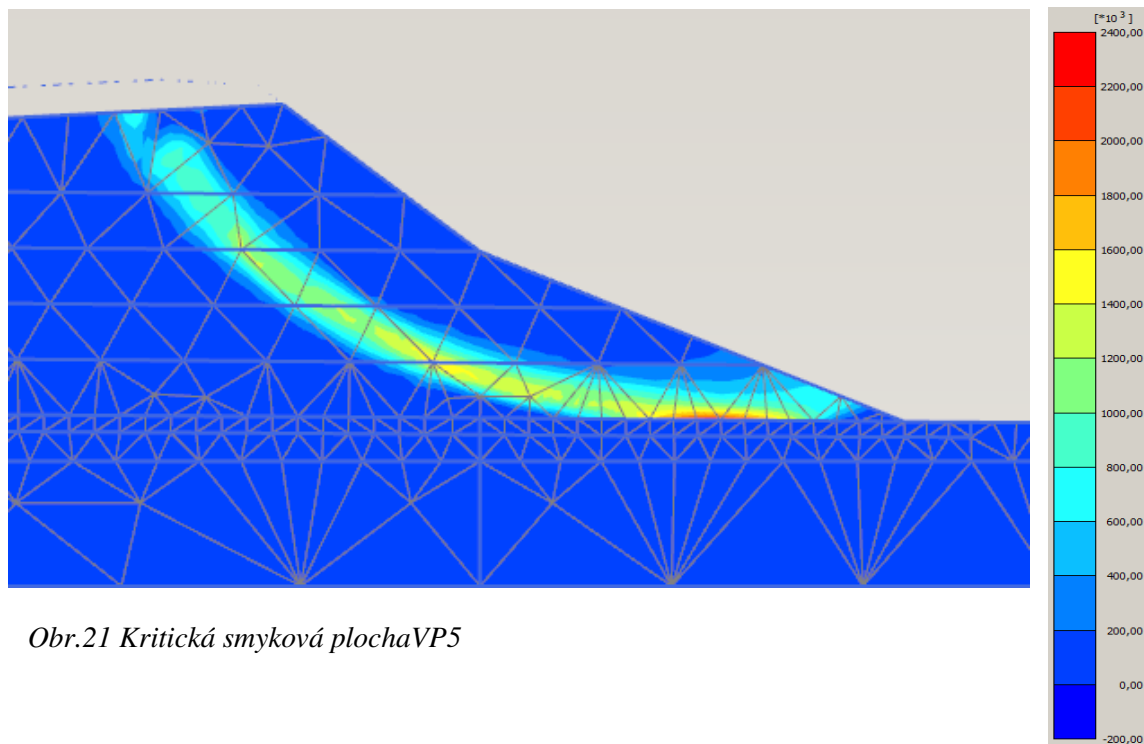
Graf č.11 Průběh 90% konsolidace

Během primární konsolidace sledujeme sedání násypu v grafu č.13. Průběh sedání násypu je vždy před a po 15-denní konsolidaci, včetně konečného sednutí po proběhnutí primární konsolidace. Po nasypání poslední vrstvy násypu je sednutí rovno cca 8cm. Konečné sednutí je pak rovno cca 10 cm.



Graf č.12 Průběh sedání násypu v procesu výstavby

Opět bylo provedeno stabilitní posouzení svahu násypu. Na obr.21 je vykreslena kritická smyková plocha. Stupeň stability  $\Sigma M_{sf}$  je roven hodnotě 2,13 z toho vyplývá, že těleso je stabilní.

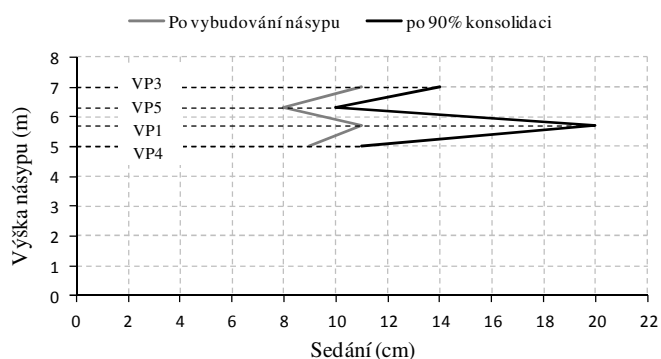


Obr.21 Kritická smyková plochaVP5

## 5 Závěr

Zemní tělesa (násyp, zářez) byly navrženy, aby vyhověly meznímu stavu únosnosti/stability dle ČSN 73 6133. Z výsledných dat pórových tlaků u všech výpočtových profilů můžeme usoudit, že nedosáhly takových kritických hodnot, aby ohrozily stabilitu jednotlivých zemních těles. Na druhou stranu můžeme pozorovat vývoj přírůstků pórových tlaků, které se řídí základními principy jejich vývoje a rozptylování v čase, v závislosti na druhu zemní konstrukce (viz. kap. 2.2). Poloha některých piezometrickým bodů, ve kterých se měřily přírůstky pórových tlaků nebyla úplně správně volena. Některé body se nacházely v místech kontaktů zemin s různým koeficientem filtrace (propustné/nepropustné zeminy) nebo přímo ve vrstvách propustných zemin. Proto výsledná data v těchto bodech byly ideální pro vývoj konsolidace násypu. Z hlediska mezního stavu únosnosti jsou všechny zemní tělesa, u kterých proběhl výpočet, stabilní.

Výpočtové profily násypu se nacházejí v místech přechodových oblastí, kde dle ČSN 73 6244 je předepsán maximální rozdíl sedání mezi objektem mostu a zemním tělesem 20mm. Proto by se měl stanovit okamžik ukončení primární konsolidace, aby povrch zemního tělesa byl v projektované úrovni a nedocházelo k dalšímu sedání zemního tělesa. Pokud primární konsolidace bude trvat dlouho a sednutí násypu od jeho vybudování po ukončení primární konsolidace bude velké, mohou se navrhnout opatření pro minimalizaci sedání zemní konstrukce (např. použití pilot v kombinaci s vysokopevnostní geomříží) nebo k urychlení primární konsolidace (např. použití svislých a vodorovných drenů, dočasné zvětšení hmotnosti násypu). Největší rozdíl sednutí od vybudování násypu do ukončení primární konsolidace je ve VP1 (9cm). V podloží tohoto násypu se nacházejí velmi stlačitelné zeminy a horniny v nichž trvala 90% konsolidace nejdéle. V násypech VP4 a VP5 je rozdíl sedání 2cm a u násypu VP3 je rozdíl v sedání 3cm. V grafu č.13 vidíme sedání jednotlivých násypů z hlediska výšky násypu.



Graf č.13 Sednutí jednotlivých násypů v z. hlediska výšky násypů

## Seznam použité literatury

### Knihy

- [1] Rozsypal, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Jaga group; Bratislava 2001
- [2] Vaniček, I. *Mechanika zemin*. ČVÚT; Praha 1996
- [3] Vaniček, I, Vaníček, M. *Earth Structures*. Kluwer Academic Publisher Group; 2008
- [4] podklady z firmy INSET

### Normy

- [5] ČSN 73 6133 - Návrh a provádění zemního tělesa pozemních komunikací; Praha 2010

### Internet

- [6] Manual Plaxis 2D; <http://www.plaxis.nl/plaxis2d/manuals/>
- [7] Geotechnický monitoring; <http://www.geotechnici.cz/>



## **Seznam tabulek**

tabulka 1: Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP1

tabulka 2: Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP2

tabulka 3: Stupeň stability zářezu

tabulka 4: Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP3

tabulka 5: Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP4

tabulka 6: Mechanicko-fyzikální parametry zemin a násypu pro VP5

## **Seznam grafů**

graf 1: Závislost přírůstků pórového tlaku na čase VP1

graf 2: Průběh 90% konsolidace VP1

graf 3: Průběh sedání násypu v procesu výstavby VP1

graf 4: Závislost přírůstků pórového tlaku na čase VP3

graf 5: Průběh 90% konsolidace VP3

graf 6: Průběh sedání násypu v procesu výstavby VP3

graf 7: Závislost přírůstků pórového tlaku na čase VP4

graf 8: Průběh 90% konsolidace VP4

graf 9: Průběh sedání násypu v procesu výstavby VP4

graf 10: Závislost přírůstků pórového tlaku na čase VP5

graf 11: Průběh 90% konsolidace VP5

graf 12: Průběh sedání násypu v procesu výstavby VP5

graf 13: Sednutí jednotlivých násypů v z hlediska výšky násypů

## Seznam obrázků

obrázek 1: Schéma upořádání vrstevnatého násypu

obrázek 2: Uspořádání násypu vylehčeného lehkým keramickým kamenivem

obrázek 3: Uspořádání násypu vylehčeného pomocí polystyrenu

obrázek 4: Změna pórového tlaku a stupně stability v čase (podle Bishop a Bjerrum)

obrázek 5: Změna pórového tlaku a stupně stability v čase (podle Bishop a Bjerrum)

obrázek 6: Průběh progresivního porušování

obrázek 7: Příklad použití měřicí techniky

obrázek 8: Několikanásobný elektrický extenzometr

obrázek 9: Plánovaná komunikace I/35

obrázek 10: Mohr-Coulombova obálka porušení

obrázek 11: Model násypu VP1

obrázek 12: Kritická smyková plocha VP1

obrázek 13: Model násypu VP2

obrázek 14: Vývoj přírůstku pórových tlaků a) přírůstky po odebrání poslední vrstvy zářezu, b) přírůstky po 50 dnech od dokončení zářezu

obrázek 15: Kritická smyková plocha a) po 10 dnech b) po 730 dnech od vybudování zářezu

obrázek 16: Model násypu VP3

obrázek 17: Kritická smyková plocha VP3

obrázek 18: Model násypu VP4

obrázek 19: Kritická smyková plocha VP4

obrázek 20: Model násypu VP5

obrázek 19: Kritická smyková plocha VP5